JAHRGANG XXXV. 1885. HEFT IV BIS VI.

Der Dom zu Mainz.*)

(Fortsetzung, mit einer Grundrifs-Zeichnung auf Blatt 46 im Atlas.)

III.

Treten wir nach der Erörterung der geschichtlichen Nachrichten über den Dom an das vielgestaltige Gebäude selbst heran, so decken sich eine Reihe von Erscheinungen an demselben unmittelbar mit den überlieferten Angaben von Veränderungen oder Zubauten. Anders wenn wir an der Hand der baugeschichtlichen Quellen bis in die Zeit seiner Gründung hinaufsteigen. Zerstörungen und Neuerungen sind über die ursprüngliche, wie selbst über manche der folgenden Anlagen hingegangen, so dafs die noch erhaltenen Reste nicht mit Klarheit für ihre eigene Entstehungszeit Zeugnifs geben können. Zudem fiel es den vorausgegangenen Zeiten nicht ein, von dem zu berichten, was etwa vordem gewesen, was sie gefunden, oder was sie beseitigt hatten. Manches gewichtige Zeugnifs liefse sich freilich noch gewinnen, wenn eingehende örtliche Untersuchungen gemacht und besonders Nachgrabungen in gröfserem Mafsstabe angestellt werden könnten. So dürften namentlich Erhebungen innerhalb des Westchores sehr wohl auf Spuren des an seiner Stelle und wohl innerhalb der Vierung und des westlichen Apsidenbaues gegründeten ersten Martinusdomes führen. Diese Vermuthung hat um so gröfsere Wahrscheinlichkeit, als der Neubau eine so aufserordentliche Fläche umspannt und das alte Heiligthum vielleicht bis zu seiner endlichen Niederlegung ganz oder theilweise umschlofs. Bis jetzt sind in dieser Richtung keinerlei Untersuchungen vorgenommen worden. Soviel ist gewifs, dafs die in das frühe Mittelalter zurückreichende bischöfliche Kirche im Mittelpunkte des römisch-fränkischen Stadtgebietes[1]) sich erhob. Alle Umstände sprechen dafür, dafs es nur ein Gebäude von geringem Umfange gewesen; die nur sehr langsam sich entwickelnden Verhältnisse der Stadt lassen im allgemeinen eine bescheidene Anlage selbst für die Kathedrale vermuthen, und die Enge des innerstädtischen Baubezirkes verstärkt noch diese Annahme. Als Willigis zum Neubau des Domes sich anschickte, scheint in der westöstlichen Baulinie die Gegend nach dem Rheine hin die günstigste Gelegenheit für sein Unter-



Blick von Südwest.

*) Vergl. Jahrg. 1884, S. 191, 239, 403 u. ff. im Text und Blatt 50 bis 58 im Atlas.

1) Klein, das römische Mainz. (Gymnasial-Programm 1869) S. 8: „Die ganze übrige Stadt vom Thiermarkt (Schillerplatz), der Steingasse, bis herab zur Peterskirche und den Rhein aufwärts bis zum Bocksthor, war zur Römerzeit bebaut und bewohnt. Das Rheinbett war aber hier breiter, so dafs es damals bis an die spätere Stadtmauer, hier und da noch weiter in die jetzige Stadt hereinragen mochte. Daher finden sich Trümmer von Gebäuden aus jener Zeit nur etwa bis an den Liebfrauenplatz.“ — S. 10. „Mauern von grofsen Gebäuden wurden oberhalb des Marktes an verschiedenen Stellen entdeckt. So 1827 bei dem Bau des Eckhauses der Schöfferstrafse [jetzt Gutenbergsplatz 10 nordwestlich vor dem Westchore des Domes], zwölf Fufs unter dem Boden eine von Nordwest nach Südost sich ziehende Mauer mit grofsen Quaderstücken, Fragmenten von Säulen a. a. m. [Ueber die 1877 hier gemachten hervorragenden Funde vergl. Corr. Bl. 1877, S. 93 ff.] Gerade gegenüber im ehemaligen Bischofshof [jetzt Höfchen 2] wurden 1842 viele Altäre und weiterhin nebenan, oberhalb des Westchores vom Dom [Schöfferstrafse 8 1/10, 6, 4 und 2], im Jahre 1832, sieben Fufs unter dem jetzigen Boden, nicht unbedeutende Reste eines hypocaustum und sudarium blofsgelegt“ („Ueber 10 Altäre und viele Fragmente wurden hier gefunden. . . . Schon im Jahre 1802 wurden hier römische Bäder und Wohnungen aufgefunden.“ Note 45). Grundmauern von römischen Wohngebäuden wiesen die Canalisationsarbeiten in den letzten Jahren über die ganze Breite des Platzes nordwestlich vom Dom, des s. g. Höfchens nach. Aufnahmen im Archiv des Stadtbauamtes. Vergl. Darstellungen, a. a. O. S. 67, Nr. 459^{h}. — Eine wie ergiebige Fundstätte das Gebiet des Domes und seiner nördlichen und westlichen Umgebung ist, geht aus der verhältnifsmäfsig grofsen Zahl inschriftlicher Denk-

nehmen geboten zu haben. Vom alten Dom gegen Westen nach der oberen Stadt hin lag die alte Marienkirche[1]), später St. Johann, im Wege, während die nieder gelegenen Stadttheile wahrscheinlich gar nicht, oder doch nur sehr lückenhaft bebaut waren. Wurde doch gleichzeitig mit dem Neubau des Domes die Gründung der neuen Liebfrauenkirche[2]) östlich vor den Dom gegen das Rheinufer zu verlegt, was sicher nur bei offenem Gelände möglich war. Die thatsächlichen Ergebnisse bezüglich der Bodenbeschaffenheit haben dargethan, dafs vom Westchore des Domes beginnend in östlicher Richtung nach dem Rhein aus römischer Zeit kaum Spuren von Besiedelung sich zeigen, im Unterschied von den dicht dabei liegenden Gründen um den alten Dom und Alt-Marien. Die Canalisationsarbeiten längs der Nordseite des Domes und vor dem Ostchore im Jahres 1884 haben den Beweis dafür geliefert. Die Untersuchungen des Untergrundes innerhalb des Domes lieferten dasselbe Ergebnifs in noch durchschlagenderer Wirkung. Die erste Beobachtung wurde bei Gelegenheit der Aufführung der schweren Strebemauern gemacht, welche im Jahre 1868 in der Querachse der östlichen Vierung am Ende der beiderseitigen Capellenreihen eingezogen wurden. Die Fundirung der gothischen Strebepfeiler ging 5 $^{1}/_{2}$ m unter Bodenlage der Capellen hinab und durchbrach nur schwarze Erde; das Mauerwerk setzte auf einer flüchtigen Pilotirung über festliegendem alten Flufsgrund, s. g. blauschwarzem Schleich auf. Die gleiche Erfahrung wurde beim Unterfahren der beiden Pfeilerfundamente der östlichen Vierung zunächst dem Mittelschiffe im Jahre 1872 gemacht.[3]) Im Februar 1884 endlich liefs ich im nördlichen Seitenschiff beim zweiten Schiffpfeiler von Osten her bis zur Fundamentsohle nachgraben und fand unter einer oberflächlichen Schuttschicht bis zur Sohle in einer Tiefe von 4,25 m lediglich schwarze Erde, eigentlichen Humusboden, der frei von Trümmern oder Bauresten zu unterst Thierknochen, die mächtigen Waffen von Ebern und schwärzlich gebrannte Gefäfsreste nicht-römischen Ursprungs aufwies. Aus diesen Thatsachen läfst sich gewifs die Annahme begründen, dafs Willigis in der östlichen Richtung des heutigen Domes offenes Gelände für seinen Neubau antraf, und dafs seine Gründung auf einem Boden stattfand, der überhaupt kaum ausgedehntere Bebauung erfahren hatte. Wenn bei der Herstellung der Krypta im Jahre 1876 unter einer der Sockelplatten der Säulen der Denkstein eines römischen Legionars[4]) zur Fundirung verwendet aufgefunden wurde, so konnte jener ganz wohl einem der in der Nähe laufenden Mauerzüge[1]) entnommen sein, wie es wiederholt und bis in die neueste Zeit geschah. Hätte übrigens der Boden beim Bau unter Willigis oder bei späteren Umbauten überhaupt reichliche Bautrümmer römischer Zeit ergeben, so wären dieselben, bei der Neigung der Zeit, alte Baureste meist unverändert zu verwenden, sicher am Bau nachzuweisen. So aber hat sich aufser dem vorerwähnten Denkmal nur ein einziges Werkstück[2]) mit dem Rest einer römischen Inschrift in dem südlichen der Sakristeiräume am Ostchor in einer späteren Vormauerung gefunden. Bei dem Mangel an geeigneten Hausteinen hätte namentlich die ältere Zeit aus solchen Funden sicher Nutzen gezogen.[3])

In welcher Weise Willigis bei dem Neubau des Domes vorgegangen, entzieht sich unserer Kenntnifs. Ob die wenig verlässige und vereinzelte Bemerkung, dafs das Werk von Grund auf in schön gerichteten Steinen aufgeführt worden sei, einen Kern von Wahrheit enthält, mufs dahin gestellt bleiben. Jedenfalls zog der Brand bei der Einweihung eine fast gänzliche Zerstörung des Gebäudes nach sich, aus welcher es nach mehr als drei Jahrzehnten erst wieder erstand. Zwischen diesem thatsächlichen Verhältnifs und den tönenden Nachrichten vom ersten Bau, wie der beträchtlichen Zeitdauer seines Betriebes liegt allerdings ein nicht leicht zu beseitigender Widerspruch. Im übrigen herrschte gerade unter Willigis in Mainz eine sehr angeregte

---

male hervor, welche hier sich vorgefunden haben. Es sind deren zwei innerhalb des Domes selbst, auf dem Höfchen acht (Becker, Römische Inschriften Nr. 66, 81, 96, 300—304; — Keller, Nachtrag, Zeitschr. des Mainzer Ver. III, S. 150 ff. Nr. 22a), am Dome vor dem ehemaligen Bischofshofe fünf (Becker, a. a. O. Nr. 33, 68, 98, 143, 305), im Garten des ehemaligen Bischofshofes vier (a. a. O. Nr. 23, 54, 55, 117), zwischen dem Höfchen und Gutenbergsplatze eins (a. a. O. Nr. 59).

1) Vergl. Zeitschr. f. Bauwesen, Jahrg. XXXIV. Sp. 197.

2) Vergl. Wagner-Schneider, Geistl. Stifte. Rheinhessen, S. 368.

3) Hier ging man bis zu einer Tiefe von 4,25 m hinab. Die obere Schicht war angeschütteter Boden, aber frei von Bautrümmern. In der Tiefe fanden sich zahlreiche thierische Knochenreste, darunter auch Ziegenhörner. Die untere Schicht war stark vom Horizontalwasser des Rheins durchzogen und bestand aus einem blauschwarzen Letten, der mit Kies und Geröll stark untermischt war. Vergl. meine Mittheilungen im Anz. d. Germ. Museums 1872, Sp. 112.

4) Der Stein, grauer Kalk, hat eine Höhe von 1,80 m, Breite 0,95 m und Dicke 0,35 m.

Die Inschrift lautet:

CN· COELIVS CN· F· PAP· MARVLLINVS· DO·
NARBO· MIL· LEG· IIIII· M· AN· XXXV· STIP.
XIIII· H· S· E· H· EX· T· F· C·

D. h. Cneius Cölius Marullinus, des Cneius Sohn, aus der Papischen Tribus, von Narbo (Gallien), Soldat der XV. Legion, der Macedonischen, alt 35 Jahre, im Dienst 14 Jahre, liegt hier. Der Erbe liefs den Grabstein gemäfs dem Testamente errichten. — Die V. Legion ist bis dahin in Mainz und der Umgegend durch keinen Grabstein vertreten gewesen, so dafs die Vermuthung Raum hat, dafs die IV. Legion gemeint sei und eine Irrung des Steinhauers vorliege. Die legio IIII. Macedonica ist nämlich in nicht weniger als 14 ähnlichen Grabsteinen vertreten. Vergl. Mainzer Journal, 1876, Nr. 290. — Becker, a. a. O. Nr. 144—158.

1) Neben den an ursprünglicher Stelle dicht beim Dom nachgewiesenen römischen Resten kommen auch Denkmäler vor, welche, wie jenes mit der berühmten Inschrift der VICANI (Keller, a. a. O. S. 153, Nr. 22a) u. a. m. in sehr früher, vielleicht sogar noch in römischer Zeit von ihrer ersten Stelle entfernt und zu Schutzbauten verwendet worden waren. So gelangten noch weitere Denksteine in die Gegend und vermehrten die Gesammtzahl derselben. Da mit Ausnahme einer nicht sicher zu stellenden Fundstätte alle Grabsteine der IV. Legion aufserhalb Mainz bei Zahlbach gefunden wurden, so kann sehr wohl der hier in Rede stehende Stein eben daher stammen, oder sonst woher verschleppt sein.

2) Dasselbe trägt die verstümmelte Inschrift des Grabsteines eines Soldaten der XIV. Legion:

[C·ATI] VS· C· F
[CLAV] D· VER
[ECVND] VS· ARA
[MIL·LE] G· XIIII
[ANN·] XXX .
[H·S·E H·] E· T· FI
C·

Kalkstein; Länge 0,95 m; Breite 0,18 m; Dicke 0,12 m.

3) Im Bereich des Domes haben sich noch zwei rosenfarbene Syenitsäulen erhalten, die unzweifelhaft antiken Ursprungs sind. Dermalen tragen sie das Bodengebälk des ehemaligen Capitelhauses; vordem dienten sie sicher einer vorzüglicheren Bestimmung, wohl innerhalb des Domes selbst. Auch St. Stephan besitzt einen im Kreuzgang jetzt verwendeten antiken Säulenschaft aus edlem weifsem Marmor. Der Umstand, dafs auch in dieser Willigis'schen Stiftung ein so werthvolles antikes Bauglied sich befindet, läfst die Vermuthung vielleicht als nicht ganz unwahrscheinlich zu, dafs Willigis, der als Bauherr ja ebenso unternehmend wie erfahren gewesen, diese kostbaren antiken Reste in den beiden genannten Bauten verwendet habe Die eine der Säulen im Dom trägt ein zwar rohes, aber für das letzte. Nachklingen antiker Erinnerungen bezeichnendes Kapitell. Abb. und Einzelheiten darüber von mir mitgetheilt im Corr. Bl. 1875, S. 6. — Von Cohausen & E. Woerner, Roem. Steinbrüche, S. 37 u. Abb. Tafel VI.

Bauthätigkeit; wurden doch gleichzeitig mit dem Dom die Neubauten der Kirche und der Stiftsgebäude von St. Stephan[1]) aufgeführt und Kirche nebst Stift von St. Victor erweitert.[2]) Keine dieser Gründungen ist auf uns gekommen: St. Victor ist vom Erdboden verschwunden, und St. Stephan ward im Laufe des späteren Mittelalters gänzlich umgestaltet. Ob am Dom selbst irgend welche Theile des ersten oder zweiten Willigis'schen Baues sich erhalten haben und vermöge gewisser Merkmale für jene frühesten Bauzeiten mit einiger Sicherheit können angesprochen werden, ist eine hier zu erörternde Frage.

Uebereinstimmend wird den beiden östlichen Stiegenthürmen allein als durch alterthümliche Erscheinung vor den übrigen Bautheilen des Domes ausgezeichnet die erste Stelle in der reichen Stufenfolge einander ablösender Formen zuerkannt. Thatsächlich stehen diese Spindelthürme mit den anliegenden Bautheilen in keinerlei organischer Verbindung. Die in den oberen Oratorien der Kreuzflügel vorgenommenen Bauveränderungen haben dargethan, und die offenliegenden Stellen beweisen noch zur Stunde, dafs der runde Kern der Thürme nach allen Seiten gleichmäfsig ausgebildet war und die aufstofsenden Theile des Querbaues stumpf und selbst ohne Einbruch und Zahnung anliefen, ja dafs die äufsere Rundung der Thürme nach den Oratorien weggebrochen worden war, um die Wandflächen nicht zu beeinträchtigen. Der ganze Querbau ist aber durchaus einheitlicher Art, so dafs unter diesen Umständen die frühere Entstehung der Stiegenthürme unzweifelhaft feststeht. Im einzelnen betrachtet bekundet der Aufbau wie die Gliederung und deren Ausbildung äufserst strenge, unentwickelte Verhältnisse, wie sie nur an ähnlichen Bauwerken des früheren Mittelalters vorkommen. Die äufsere Theilung des Thurmkörpers ist ohne Zusammenhang mit der inneren Anordnung durch ein nach beiden Seiten abgeschrägtes Gurtgesims ausgedrückt. Flache Pfeilervorsprünge zerlegen den Umfang in hohe, schmale Felder, in welche die kleinen Bogenfenster steigend einschneiden. Die Pilaster haben als Fufsstück eine einfache Schräge und nach oben Schmiege und Platte als Abschlufs. Die bauhandwerklichen Eigenthümlichkeiten weichen von der sonst am Dom vorkommenden Behandlungsweise entschieden ab und beanspruchen damit gleichfalls höheres Alter.

Zunächst ist die Behandlung des Steinschlags an den Werkstücken der Spindel wie an der Fensterleibung des Inneren sehr beachtenswerth. Die Quadern der Spindel sind mit schmalem Schlagrande umzogen, und die Mittelfläche ist mittels des Spitzmeifsels mit jenem bogenförmig geführten Hieb behandelt, welcher dem Feld ein gleichmäfsig geriefeltes Ansehen giebt; hie und da ist durch Veränderung des Standes die Behandlung derart, dafs die Riefeln eine fast regelmäfsige dreiseitige Musterung bilden. Diese Art der Bearbeitung findet sich in der Rhein- und Maingegend, namentlich an den römischen und fränkischen, sowie an den auch bis ins hohe Mittelalter handwerksmäfsig hergestellten Steinsärgen[1]); aber an Bauwerken der Gegend war sie mit der schulmäfsigen Ausbildung bereits am Anfang des 12. Jahrhunderts verschwunden. Eine andere Eigenthümlichkeit, welche ebenfalls aus dem römischen Baubetrieb sich herleitet, ist das Versetzen mittels des Wolfes, den die schweren Platten der Leibungen vielfach aufweisen. Auch ist bei der Bearbeitung deren Flächen anders vorgegangen, indem das s. g. Aufziehen nicht an den Rändern, sondern in der Diagonale geschah; danach wird das Angesicht des Steines in vier durch einen Schlag getrennte dreiseitige Felder zerlegt. Merkwürdiger Weise ist in beiden Spindeln ein regelmäfsiger Wechsel von rothen und weifsen Schichten durchgeführt. Dabei sind die Steine zum Theil hakenförmig geschnitten; Die Ausführung ist entsprechend sorgsam. Die Fensterleibungen sind aus stehenden und liegenden Platten hergestellt. Eine Ueberwölbung fand nicht statt, wefswegen in Folge der Belastung und der ungleichen Satzung der schweren Umfassungsmauer die meisten der liegenden Platten gebrochen sind. Das Mauerwerk wie die Einwölbung ist mit geringem Kalk-Bruchstein der Gegend, s. g. Schal- oder Plattensteinen ausgeführt. Die Wölbung ist über Schalbretter gezogen, aber doch gemauert und nicht etwa aus Gufsmörtel[2]) hergestellt. Die breiten, sehr flachen Stufen bestehen aus schweren, rauhen Platten, die, frei von der Spindel, auf den Gewölberücken gelegt sind. Wenn im Volksmunde diese Aufgänge hier und an anderen Orten als „Eselstreppen“ bezeichnet werden, so hat sich darin eine Erinnerung an die Bestimmung[3]) solcher Thürme mit ihren Stiegen, wie an

---

1) Will, a. a. O. S. 126, Nr. 71 zwischen 975—992. — Es ist hier ein Irrthum zu berichtigen, der bis in die neueste Zeit in der Localgeschichte sich behauptet hat und von da in die Kunst- und Culturgeschichte hineingetragen worden ist, die Angabe nämlich, dafs die von Willigis erbaute Stephanskirche aus Holz aufgeführt worden sei. Wie es scheint, hat Werner, Dom a. a. O. I. S. 496* diese Nachricht zuerst in die Welt gesetzt, indem er schreibt: „Willegis erbaute diese Kirche ohngefähr um das Jahr 990 ganz von Holz auf dem Platze, wo die jetzige prächtige Kirche steht . . . Unter EB. Bardo wurde die Kirche aus Stein hergestellt, wie aus einer gleichzeitigen Urkunde von 1043 erhellt.“ Wetter, Dom, S. 9 folgt ihm darin und knüpft eine allgemeine Bemerkung an, wodurch die Angabe noch an Bedeutung gewann: „Ja Willigis baute um das Jahr 990 die Stephanskirche zu Mainz ganz von Holz. Steinerne Kirchen waren im 10. Jahrhundert überhaupt noch selten, darum merken auch die Chronisten jener Zeit immer ausdrücklich an, wenn eine Kirche von Stein erbaut wurde.“ Was sie aber weder im vorliegenden Fall, noch sonst gar häufig thun! Neuestens widerholen Klein-Bockenheimer, Mainz, S. 61 die Mähr mit den Worten: „Die ursprüngliche (Stephanskirche) war von Holz aufgeführt.“ Es ist darum nicht gerade zu verwundern, dafs die Nachricht weiteren Glauben fand und z. B. von Schnaase, Gesch. d. bild. Künste, 2. Aufl. IV. S. 368 verwerthet wird. „Mitunter errichtete man auch hier (in den Rheinlanden) aus Sparsamkeit oder Eilfertigkeit neue Kirchen ganz von Holz, wie wir dies in Beziehung auf die Stephanskirche von Mainz um 990 wissen.“ Otte, Roman. Bauk. S. 132 läfst „minderwichtige Gotteshäuser (so St. Stephan in Mainz um 990 von Willigis selbst) noch ganz aus Holz errichtet werden.“ Nun liegt dem ganzen aber nichts als eine grobe Irrung zu Grunde. Von St. Stephan erwähnt keine der Quellen bezüglich der Ausführung auch nur ein Wort. Vergl. Falk, Kunstthätigkeit, S. 2 ca. 990, — Will, a. a. O. I. S. 126, Nr. 71. — Wagner-Schneider, a. a. O. Rheinhessen, S. 405 ff. Die von Werner erwähnte urkundliche Nachricht aus dem Jahre 1043 betrifft die dem Stephansstifte überwiesene Kirche sammt Sprengel von Brunnen (Schlofsborn bei Königstein im Taunus), woselbst Willigis eine Kirche hatte bauen lassen; weil diese Kirche zu Brunnen aber von Holz war, wurde später an deren Stelle eine steinerne aufgeführt und durch Bardo (1043) geweiht. Vergl. Will, a. a. O. S. 172, Nr. 44. Somit führt diese fortwährend nachgeschriebene und weidlich ausgenützte Nachricht auf eine Verwechselung arger Art — von St. Stephan zu Mainz und Brunnen im Taunus zurück!

2) Falk, Kunstthätigkeit, S, 3. 5. Juni 994, — Will, a. a. O. S. 129, Nr. 106, zwischen 975—995.

1) Vergl. v. Quast, Bonner Jahrbb. L. und LI. S. 129, Tafel VI. — Otte, a. a. O. I. S. 397.

2) Beispiele derart aus einer allerdings etwas früheren Zeit sind der Westbau von Mittelzell — Reichenau, die Treppen von St. Pantaleon zu Köln und anscheinend auch am Westbau von Werden am Rhein. Dehio u. v. Bezold, kirchl. Bauk. I. S. 135. — Otte, a. a. O. I. S. 44.

3) Ueber runde Stiegenthürme vergl. Otte, Kunstarchäol. I. S. 78. Für Alter, Entstehung und Bestimmung solcher Rundthürme ist die Thatsache bezeichnend, dafs sie durchweg nicht organisch mit den anliegenden Bautheilen verbunden sind und nur mit dem klein-

die sehr einfachen Auskunftsmittel im Baubetrieb jener frühen Zeiten erhalten. Denn diese Spindelstiegen dienten während des Baues dazu, dafs auf ihnen fast ausschliefslich die Baumaterialien auf die Höhe des Baues geführt wurden, und bei der flachen Lage der Stufen ist es sehr wohl denkbar, dafs man sich wirklich der Lastthiere in dem mühseligen Betrieb bediente. In den oberen Theilen vermindert sich die Höhe der Wölbung beträchtlich. Die äufsere Architektur ist in Folge der zahlreichen Brandunfälle vielfach beschädigt und oft nur ungenügend wieder erneuert worden. In der ursprünglichen Anordnung sind die Pilaster aus langen, nur seicht eingelassenen Platten hergestellt, mit welchen schwache Kopfbinder abwechseln.[1]) Das Mauerwerk besteht aus lagerhaft in ziemlich wagerechter Schichtung verwendeten Kalksteinen, die rauh wie sie aus den Brüchen der Gegend kamen, mit reichlichem Kiesmörtel vermauert wurden. Richten mit dem Hammer scheint dabei gar nicht vorgekommen zu sein.[2]) Da der Boden von Mainz und die nächste Umgebung nur Kalkstein von geringer Beschaffenheit lieferte, so war die Verwendung von Hausteinen mit erheblichen Schwierigkeiten verknüpft. Was davon an den beiden Stiegenthürmen verarbeitet ist, stammt nicht aus der Gegend, und es fragt sich nur, wo der Ursprung des grobkörnigen, aber äufserst festen, rothen und weifsen Sandsteins zu suchen ist. Dazu kommt, dafs es nicht gebrochene Steine, sondern s. g. Findlinge sind, welche sich durch ungemeine Härte auszeichnen. Die Maingegend war damals für die Bauzwecke der hiesigen Gegend noch nicht erschlossen; zudem fehlen dort die weifsen Steine, und überdiefs sind die in Rede stehenden von dem bunten Sandstein des Mains ganz verschieden nach Korn und Gefüge. Dagegen liefert das Haardtgebirge bei Dürkheim Findlinge von rothem und weifsem Sandstein. Die Brüche jener Gegend waren seit unvordenklicher Zeit in Ausbeute, und die Verführung auf einem der alten Strafsenzüge nach dem Rhein bot von da weniger Schwierigkeiten als sonst woher. Endlich war die Verschiffung rheinabwärts der einfachste und mindest kostspielige Weg. Allerdings ist die Entfernung ziemlich beträchtlich, und die Kosten des Baues erhöhten sich dadurch bedeutend; allein eine andere Auskunft gab es kaum. Wenn auch die Römer bereits die weifsen Sandsteine von Flonheim[3]) (Rheinhessen) und der Alsenzgegend kannten und zu ihren Denkmälern in und um Mainz verwendeten, so blieben das doch mehr Einzellieferungen. Zudem ist der Landweg auf der alten Steinstrafse durch Rheinhessen lang und beschwerlich. Endlich aber hat das Alsenzthal keine Findlinge von weifser Farbe. Die rothen Findlinge aus dem tiefen Odenwald aber müssen bei den fast unübersteiglichen Schwierigkeiten der Verbringung ohnehin aufser Betracht bleiben, so dafs immer die Haardtgegend mit ihrem doppelfarbigen Gestein und der in Uebung stehenden Verfrachtung nach dem Rhein als Bezugsstätte die gröfsere Wahrscheinlichkeit für sich hat. Die Bearbeitung der Quadern in der handwerksmäfsigen Uebung weist auf fertige Steinhauer hin, die sicher an der Fundstätte selbst ihre Aufgabe vollführten. Die Abmessung der einzelnen Werkstücke ist nicht allzu grofs; sie wechselt in regelmäfsiger Schichthöhe von 35—40 cm (die gröfsten Unterschiede betragen 31—61 cm bei einer Länge von 45—70 cm), so dafs Verbringen und Versetzen besonderer Anstrengung nicht bedurfte.

Am südlichen Stiegenthurm hatte sich bis zu seiner jüngsten Umgestaltung ein Fenstergeschofs[1]) erhalten, das in seiner Anordnung zwar nicht mit der unteren Gliederung zusammenstimmte und in so fern sich als Zufügung einer späteren Zeit kundgab; dabei war die Anordnung im ganzen wie die Ausbildung der Einzelheiten so alterthümlich und streng, dafs dasselbe sicher der Frühzeit der romanischen Kunstweise angehörte und jedenfalls an Alter allen sonstigen Erscheinungen am Dom vorausstand.

Das aus rothen und weifsen Sandsteinquadern aufgesetzte Stockwerk bestand aus einer vierfachen Pfeilerstellung mit zwischenliegenden Fenstern, welche glatt in die Rundung einschnitten. Gedrungene Rundsäulen mit Basen ohne Eckknollen und streng aus dem Würfel geschnittenen Kapitellen mit Schmiege und Platte darüber untertheilten die Fensteröffnungen. Die Pfeiler stimmten nicht mit der darunter liegenden Pilasterarchitektur. Die Quadern zeigten einen Schlagrand mit gestockter Mittelfläche, also eine von der unteren Behandlungsweise abweichende Art. Vom 14. Jahrhundert an war dieses Stockwerk völlig ummantelt[2]) und trug ein hohes gothisches Fenstergeschofs ehedem mit Spitzhelm; nach innen war die Architektur sichtbar geblieben. Bei dem Ausbau des Thurmes wurde das ganze Geschofs abgetragen und dann etwas höher hinaufgerückt. Die Anordnung wurde im ganzen beibehalten, auch wurden die alten Werkstücke, namentlich in den hellen Theilen gegen Westen kenntlich, nach Möglichkeit wieder verwendet. Als neue Zuthat macht sich der abschliefsende Rundbogenfries sofort geltend. In welche Zeit dieser Aufbau ursprünglich fällt, ist nicht mit Sicherheit festzustellen; die Formen erscheinen immerhin älter als jene der Gothardcapelle, sodafs sie wohl noch ins 11. Jahrhundert zurückreichen dürften. Damit wäre aber auch zugleich ein Gradmesser für die Altersbestimmung der Rundthürme selbst geboten, welche dann unzweifelhaft noch höher hinaufreichen. Ihre einfache, massenhafte Ausstattung liefs sie sehr wohl auch schwerem Brandschaden widerstehen, so dafs sie füglich noch dem Willigis'schen Bau angehören könnten, sicher aber dem unter Bardo 1036 vollendeten Umbau des Domes.[3]) Der jenseitige, nördliche

sten Theil ihres Umfanges mit dem Hauptbau überhaupt in Zusammenhang stehen. Vergl. G. Humann, Westbau des Münsters zu Essen. Corr. Bl. 1884, Nr. 11, S. 84.

1) Einblick in die Art der Ausführung ergab sich namentlich an dem nördlichen Stiegenthurm, als im Jahre 1866 in Folge einseitiger Setzungen an der nordöstlichen Rundung schwere Schäden hervortraten. Das durch Brand gerade an dieser Seite stark beschädigte Mauerwerk war der Last des ein Jahrzehnt vorher erfolgten Aufbaues nicht gewachsen. Die Pressungen auf die unteren Theile waren derart, dafs die stehenden Stücke der Pilaster die Köpfe der Binder abdrückten und mit hinausschoben. Nach längeren Beobachtungen wurden die beschädigten Stockwerke sorgfältig ausgebessert. Mit der später erfolgten Beseitigung des über Verhältnifs hohen und ungenügend gesicherten Aufbaues verschwand die Ursache der Setzungen und in der Folge blieb der Thurm völlig in Ruhe.

2) So auch an den älteren Theilen des Domes zu Speyer und auf der Limburg a. H. Nach Geier bei Remling, Speyerer Dom, S. 132. Vergl. Otte, a. a. O. I. S. 42.

3) Becker, Röm. Inschr. verzeichnet die Steinarten der Mainzer Denkmäler wenigstens nach ihren Hauptunterschieden. Neben dem Kalkstein der Gegend kommen Sandsteine weifser und rother Farbe vor, erstere, wie bemerkt, aus der Alsenzgegend und aus Flonheim, während das rothe Material aus den Brüchen bei Stein-Bockenheim gleichfalls in Rheinhessen stammen dürfte.

1) Vergl. Jahrg. XXXIV. Bl. 56.

2) Vergl. Jahrg. XXXIV. Bl. 54.

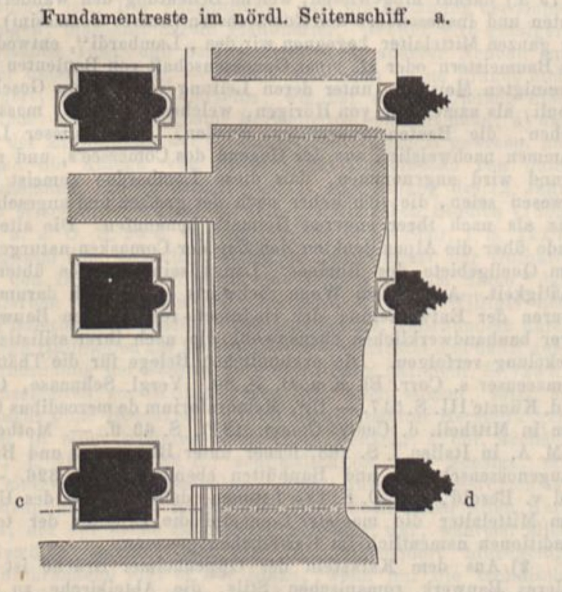
3) Ueber das Alter der beiden Stiegenthürme hat v. Quast, Roman. Dome, S. 20 eingehend sich geäufsert: er hält sie ent-

Stiegenthurm erfuhr gegen Schlufs der romanischen Bauzeit in seinen oberen Theilen eine Veränderung, wovon noch das in rothen Sandsteinquadern der Maingegend ausgeführte Stockwerk[1]), das mit überhöhtem Rundbogen schliefst, erhalten ist. Im Material stimmte diese Zufügung ebenso mit dem Westbau, wie in den verzierten Consolen, womit die Bogenfriese unterstützt sind. Das jetzige Fenstergeschofs wurde mit Verwendung des ersten modernen Ausbaues bei Abschlufs des Restaurationswerkes zum zweitenmal aufgebaut.

Ist in den beiden Thürmen am Ostchor ein noch aufrecht stehendes Zeugnifs sehr früher oder vielleicht gar der ersten Bauthätigkeit erhalten, so begegnen wir ähnlich alten Spuren nur in Resten, welche im Boden liegen und in der letzten Zeit gelegentlich zu Tage traten. So fand sich beim Aufräumen des Bodens der Krypta im Ostchor ein über die ganze Breite des Raumes gemauerter Fundamentrost[2]), welcher mit der aus dem XII. Jahrhundert herrührenden jetzigen Anlage nicht zusammenstimmt. Die Mauerung bewegt sich zwar innerhalb der noch vorhandenen Umfassungsmauern, folgt aber einer durchaus verschiedenen Theilung. In welche Bauzeit diese Anlage zu versetzen ist, läfst sich aus Mangel an näheren Anhaltspunkten nicht bestimmen. In der östlichen Hälfte des Mittelganges fand sich ein in die Fundamente eingesenktes Grab[3]), das mit Mörtel sorgfältig bestochen, darüber eine dünne Schicht von rothem Estrichüberzug aus feinem Ziegelmehl zeigte, ein Umstand, der ohne Zweifel auf frühmittelalterliche Tradition hinweist. Jedenfalls aber bezeugen diese Reste die Thatsache, dafs aus älterer Zeit, vielleicht von der Willigis'schen Anlage herstammend, der Ostchor bereits eine Krypta besafs.

Als ich im Februar 1884 eine Untersuchung der Fundamentirung der Schiffpfeiler veranlafste, was bis dahin nicht

Fundamentreste im nördl. Seitenschiff. a.



schieden für Reste eines der Bauten des XI. Jahrhunderts. Er kannte damals jedoch nicht das eben besprochene Fenstergeschofs. Vielleicht hätte gerade dieses ihn in der Unterscheidung leiten können, ob die Thürme selbst Willigis oder Bardo zuzuschreiben sind. Wohin der Aufbau zu setzen, sofern die Thürme selbst für Bardo angesprochen werden, lasse ich dahin gestellt. Da Bardo aber gerade den Dombau in seinen oberen Theilen zum Abschlufs brachte, würde die Zufügung des abschliefsenden Stockwerks auf dem Südthurme sehr wohl in den Bereich seiner Thätigkeit fallen können. Damit hätten wir denn auch ein Stück Bardonischer Architektur.

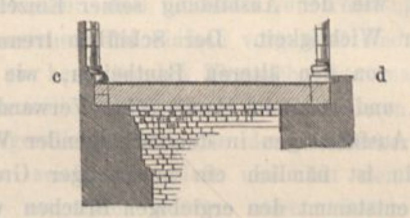
1) Vergl. Jahrg. XXXIV. Bl. 51 u. 56.

2) Vergl. Jahrg. XXXIV. Bl. 58. Grundrifs. Auch mitgetheilt in der Dtschen. Bauzeitg., 1874. Nr. 53, S. 212, Fig. 6.

3) Vergl. Friedr. Schneider, Gräberfunde im Ostchore des Domes zu Mainz, S. 12.

geschehen war, fanden sich vom 2. Pfeiler von Osten bis einschliefslich zum 4. auf der Nordseite schwere Grundmauern, die aus hammergerichteten Kalksteinen schichtrecht sehr sorgfältig aufgeführt sind und nach aufsen mehrfache Abtreppung zeigen. Nach dem zweiten Absatz fällt das Mauerwerk gerade ab, ist aber freihändig aus der Baugrube gearbeitet. Von diesem Mauerzug gehen nach der ehemaligen Aufsenwand der Kirche Spannmauern, die aber vor den unregelmäfsig vortretenden Fundamenten derselben abbrechen. Die Schiffpfeiler, obwohl aus der Achse der alten Fundamente liegend, setzen einfach auf die Abgleichung der alten Fundamente auf, wiewohl der 2. Pfeiler hart auf die Kante derselben zu stehen kommt. An anderen Stellen haben Reste derart sich nicht gefunden. Die jetzigen Pfeiler sind auf getrennten Fundamenten erbaut, die etwa 80 cm unter der jetzigen Bodenhöhe sichtbar werden und aus Bruchmauerwerk hergestellt sind. Eine Vortreppung findet sich nicht, ebensowenig bei dem Fufs der alten Sargwände; blos bei dem

Fundamentreste im nördl. Seitenschiff. b.



Mauervorsprunge mit den Halbsäulen sind die Fundamente ganz unregelmäfsig etwas weiter herausgerückt. Es ist dies dem allgemeinen Gebrauch der romanischen Bauübung überhaupt entsprechend, wie es u. a. auch bei den Pfeilern von der Vierung des Ostchores konnte beobachtet werden. Dieser rauhen Gewohnheit gegenüber erscheint die äufserst sorgliche Behandlung der erwähnten Grundmauern auffallend und steht am ganzen Bau einzig da. Spuren römischer Bauthätigkeit fanden sich, wie bereits früher bemerkt, durchaus nicht vor; die fraglichen Grundmauern selbst sind ebenso wenig römisch. Sie können nur dem frühen Mittelalter angehören. Eine ausreichende Erklärung für dieselben läfst sich freilich nicht bieten. Bei dem weiten Abstand der beiden Quermauern hätte man unter Umständen an ein ehemaliges Querschiff[1]) der östlichen Choranlage denken können. Dann aber wäre der erste Willigis'sche Bau sehr viel kürzer gewesen, und die Rundthürme gehörten erst dem zweiten Neubau an. Leider liefsen sich gleiche oder auch nur ähnliche Spuren auf der Südseite nicht nachweisen. Die Grabungen wiesen nur die rauhen Pfeilerfundamente nach. Ohne auf weitere Muthmafsungen[2]) einzugehen, seien die Thatsachen hier ein-

1) Dehio und v. Bezold, a. a. O. I. S. 177 halten es zwar „im höchsten Grade wahrscheinlich, dafs schon der Willigis-Bardosche Bau des östlichen Transsepts entbehrt“ habe; vielleicht würden sie jetzt angesichts der neu hinzugetretenen Thatsache für die erste Anlage wenigstens sich zu einer anderen Auffassung bekennen. Beim zweiten Neubau war allerdings von einem östlichen Querschiff sicher nicht die Rede. Durchaus zutreffend erscheint die weitere Bemerkung, wonach es ebenso unwahrscheinlich ist, dafs der alte Dom „überhaupt kein Transsept gehabt; mithin mufs in ihm der actuelle Westbau, nicht in den Grundlinien, aber der Sache nach [nach meiner Ausführung im alten Martinusdom], vorgebildet gewesen sein.“

2) Nimmt man übrigens jene Fundamentreste als zu einem Querschiff gehörig an und ergänzt mit der jetzigen Breite des Mittelschiffes die Choranlage nach Osten hin, so ergiebt sich, von der Vierung des Westchores an gerechnet, ein ganz wohl denkbares Schema, das etwa dem ersten Willigis-Bau hätte zu Grunde liegen können. Auch möchte hier eine fast vergessene Ansicht von Mertens (Baukunst in Deutschland, 1851. Chronograph. Tafel mit Text-Fragm.) Erwähnung finden, wonach die Dome zu Mainz, zu Worms,

fach verzeichnet. Jedenfalls ist es eine neue Stufe in der fast ein Jahrtausend zurückführenden Baugeschichte des Domes.

Gestützt auf die früher (Jahrg. XXXIV. Sp. 241 ff.) entwickelte Erklärung der geschichtlichen Angaben ist der Zeitfolge nach der Bau des Mittelschiffes hier anzureihen. Wir stehen hier vor einer grofsartigen, durchaus einheitlichen Bauleistung, die aufser der später erneuerten Ueberwölbung trotz aller Unfälle das ursprüngliche Gepräge völlig bewahrt hat. Die mächtige Weite des Mittelschiffes, die glücklichen Höhenverhältnisse der Nebenräume und des Hauptraumes, die schlichte Gröfse in der ganzen Anordnung sind Eigenschaften, welche den Bau in die Reihe der ersten Denkmale des Mittelalters setzen. Die abgeschlossene Einheit seiner Erscheinung wird wesentlich getragen von der Einheitlichkeit des Steintones, der, wenn auch durch leichte Färbung unterstützt, wesentlich die natürliche Tönung bestehen läfst. Dieser äufserliche Umstand der durchgehenden Einheitlichkeit des Baumaterials ist für die Beurtheilung des Baues, seiner Durchführung, wie der Ausbildung seiner Einzelheiten von entscheidender Wichtigkeit. Der Schiffbau trennt sich dadurch sowohl von den älteren Bautheilen, wie auch von den späteren, und bekundet damit seine Verwandtschaft mit gleichartigen Ausführungen in durchschlagender Weise.[1]

Der Stein ist nämlich ein muscheliger Grobkalk der Gegend und entstammt den ergiebigen Brüchen von Oppenheim. Aus dem Umstande, dafs die ältere Zeit den Oppenheimer Kalk am Dom und auch sonst kaum nachweisbar verwendete, darf wohl gefolgert werden, dafs die Brüche daselbst, welche bis zur Stunde reiche Ausbeute liefern, damals noch nicht erschlossen oder wenigstens nicht in gröfseren Betrieb genommen waren. Ein Blick auf die mächtigen Pfeiler und Hochwände genügt zum Beweis, dafs die Vorkehrungen zum Bau mit klarem Blick getroffen waren und mit gleichbleibender Thatkraft nach derselben Willensbestimmung zu Ende geführt wurden. Der gleichen Art des Gesteins entspricht die gleichmäfsige Bearbeitung der Werkstücke. Der Quader, in mäfsigen Gröfsen genommen, wie ihn wohl die Schichtung bequem bot, ist mit feinem Schlagrand umzogen und das Mittelfeld mit der s. g. Fläche scharf beschlagen. Frisch aus dem Bruch nahm der Stein willig die Bearbeitung an, die ihm zur Stunde noch ein so eigenartiges Gepräge verleiht, während er später äufserst hart und spröde wurde. Die sorgliche Wahl und Bearbeitung des Baumaterials setzt eine vortreffliche Führung des Baues voraus. Unter so wenig entwickelten Verhältnissen des Handwerks, wie sie thatsächlich vor Schlufs des 12. Jahrhunderts durchweg bestanden, mufs eine so grofse und einheitliche Leistung geradezu wunder nehmen.[1] In erster Reihe bedurfte es der Schulung der Steinhauer, die, wie wohl sicher anzunehmen, an der Bruchstelle[2] das Quaderwerk fertig richteten. Die Behandlung ist eine von der älteren Art verschiedene, mufste also gelehrt und eingeführt werden. Kein Schwanken darin ist am ganzen Bau zu beobachten. Dazu trat die eigentlich bauwerkliche Leistung. Finden sich auch im Abstecken, Messen und Schnüren eine Menge von Unregelmäfsigkeiten[3]) am Schiffbau des Domes, so ist diese allerwärts sich widerholende Erscheinung auf ungenügende Hilfsgeräthe und Beobachtung zurückzuführen. Daneben mufs jedoch die feste Uebung und grofse Sorgfalt hervorgehoben werden, welche die Bauleute in der Ausführung bewährten. Die beiden Pfeilerreihen sind in dieser Hinsicht ein untadeliges Werk, das sich ohne nennenswerthen Schaden bis zur Stunde erhalten hat.

---

zu Speyer bei ihrer ersten Gründung bestenfalls nur Säulenbasiliken könnten gewesen sein. Die Justinuskirche im nahen Höchst a. M., welche sicher älter ist, als seither angenommen, liefert einen nicht unwichtigen Beleg. Limburg an der Haardt und die Heunensäulen bei Miltenberg a. M. beweisen ferner, dafs man hier zu Lande selbst Monolithe von mächtigen Verhältnissen zu beschaffen wufste. Dehio, a. a. O. I. S. 186 bemerkt, dafs eben das eigentliche Ideal auch der nordischen Baukunst im frühen Mittelalter der Säulenbau blieb, und verweist auf Fulda, Hersfeld, Höchst, S. Gallen, Reichenau, den Dom zu Köln.

1) Die Materialunterschiede sind bereits von mir in d. Baugesch. d. Mainzer Domes, 1870, S. 12 ff. hervorgehoben und namentlich von Otte, Gesch. d. Roman. Bauk. S. 741 verwerthet worden. Zur Versicherung der von mir gegebenen Mittheilungen mögen die Aufzeichnungen eines gewiegten Fachmannes, Dr. Fr. X. Geier, dienen, welche derselbe mit Rücksicht auf die Wichtigkeit der Materialverschiedenheit für die Baugeschichte selbst nach eigener Wahrnehmung machte und seinem Handexemplar von Schaab's Gesch. II. zu S. 18 (in meinem Besitz) beischrieb: „Als man im Frühjahre 1862 das Mittelschiff einrüstete, ergab sich der Ansatz des Westchores an dasselbe sehr deutlich auch durch die Farbe. I. Joch von Westen nach Osten: Pfeiler und Halbsäulen daran sind aus Quadern von Kalkstein (muschelhaltiger Grobkalk aus hiesiger Gegend); Basen und Kapitäle der Pfeiler und Halbsäulen, Scheidebögen, Gurtstreifen darüber, Nischeneinfassung und Nischenbögen, obere Fenstereinfassung und Leibungen, Frontbögen, Mauerwerk über den Nischen bis unter die Frontbögen . . . Kalkstein; — Gewölbegurten, Gewölberippen, Schlufssteine . . aus weifsem Sandstein.“ — v. Quast. Roman. Dome, S. 2 reiht den Mainzer Dom in die Bauten aus „dunkelrothem Sandstein vom Main und Neckar“ und leitet daraus entsprechende Folgerungen ab. Freilich deckte damals (1853) noch die Tünche das ganze Innere. Uebrigens rechnet Redtenbacher, Leitfaden z. Studium d. m. a. Baukunst, 1881, S. 35 den Mainzer Dom auch noch ohne Einschränkung „dem Baumateriale, dem Buntsandstein“ nach zu derselben Gruppe wie Worms und Speyer.

1) Zur Erklärung der bauhandwerklichen Verhältnisse im früheren Mittelalter mit besonderer Beziehung auf den Mainzer Dom habe ich bei der General-Versammlung des Gesammtver. d. Gesch.- u. Alterth.-Vereine zu Wiesbaden 1876 (Vergl. Corr. Bl. 1876. Nr. 10, S. 79 ff.) darauf hingewiesen, welche Bedeutung den wandernden Bauleuten und insbesondere den Comacensern (fratres Comassini) zukommt. Im ganzen Mittelalter begegnen wir den „Lambardi“, entweder einzeln als Baumeistern oder als einer Genossenschaft von Bauleuten und selbst vereinigten Meistern, unter deren Leitung sowohl von Gesellen, discipuli, als namentlich von Hörigen, welchen Halbfreie, massarii, vorstehen, die Bauten ausgeführt wurden. Viele dieser Lombarden stammen nachweislich aus der Gegend des Comersee's, und mit gutem Grund wird angenommen, dafs diese Lombarden zumeist Comasken gewesen seien, die sich lieber nach der grofsen und angesehenen Provinz als nach ihrer engeren Heimath benannten. Die alten Völkerpfade über die Alpen lenkten den Zug der Comasken naturgemäfs nach dem Quellgebiete des Rheines. Längs seines Laufes übten sie ihre Thätigkeit. Auf diesem Wege rückwärts lassen sich darum auch die Spuren der Entwickelung der rheinisch-romanischen Bauweise nach ihrer bauhandwerklichen ebensowohl wie nach ihrer stilistischen Entwickelung verfolgen. Die urkundlichen Belege für die Thätigkeit der Comacenser s. Corr. Bl. a. a. O. S. 80. Vergl. Schnaase, Gesch. der bild. Künste III. S. 517. — Ilg, Memoratorium de mercedibus Comacinorum in Mittheil. d. Centr. Comm. 1871. S. 63 ff. — Mothes, Bauk. d. M. A. in Italien I. S. 263, ferner unter Baugesetze und Bauschulen, Baugenossenschaften und Bauhütten ebendaselbst S. 326. — Dehio, und v. Bezold, a. a. O. S. 135 betonen, dafs während des Uebergangs zum Mittelalter die magistri Comacini die Erhalter der technischen Traditionen namentlich im Gewölbebau gewesen.

2) Aus dem Kalkstein der Oppenheimer Brüche ist noch ein anderes Bauwerk romanischen Stils, die Abteikirche zu Eberbach im Rheingau (11,5 km n. ö. von Rüdesheim. Vergl. Lotz-Schneider, Baudenkm. im R. B. Wiesbaden, S. 86 u. 496) aufgeführt. Der Bau ward 1170 begonnen. Auch hier zeigt die Bearbeitung den Schlagrand mit scharf geflächter Mitte in einer der Mainzer Zurichtung ganz verwandten Art. Diese Handwerksgewohnheit war demnach eingebürgert und erhielt sich bis um die Mitte des 13. Jahrhunderts, wo der Schlagrand aufgegeben wird und eine durchgehende Flächung mit dem scharfen Eisen, jedoch minder regelmäfsig an die Stelle tritt.

3) Vergl. die im Grundrifs eingeschr. Mafse, Jahrg. XXXIV. Bl. 50. So beginnt die erste Pfeilerstellung im Westen des Schiffes mit einem Abstand von der Mittellinie nördlich mit 6,78 m, südlich dagegen 6,68 m und schliefst gegen Osten mit je 6,82 m, so dafs also die südliche Pfeilerreihe schliefslich um 0,14 m aus der Mitte ausbiegt. In ähnlicher Weise weichen fast sämmtliche Mafse der Pfeiler selbst, wie ihrer Abstände von einander ab.

Setzungen und Verschiebungen[1]) liegen nirgends vor; das Versetzen der Werkstücke mit sorgfältiger Wahrnehmung der Fugen ist tadellos. Wie wir uns den Fortgang des Baues zu denken haben, ist nicht näher nachzuweisen. Bei den gewaltigen Mauermassen war ein sehr rascher Betrieb an sich ausgeschlossen; überdies beweist der treffliche Zustand des Baues, dafs in der That nicht gehastet wurde. Anderseits zeigen sich nirgends Spuren von Unterbrechung, so dafs wenigstens eine stetige Förderung mufs angenommen werden, bis der eigentliche Abschlufs dann später erst erfolgte.

In der langen Reihe von Erörterungen über die Baugeschichte des Schiffes ist den eigentlich bautechnischen Fragen viel zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt worden, während gerade aus deren Beachtung die Verständigung am ehesten erzielt werden konnte. Dahin gehört in erster Linie die Frage bezüglich der ursprünglichen Anordnung der Halbsäulen des Mittelschiffes und die sich daran knüpfende Absicht einer Ueberwölbung.[2])

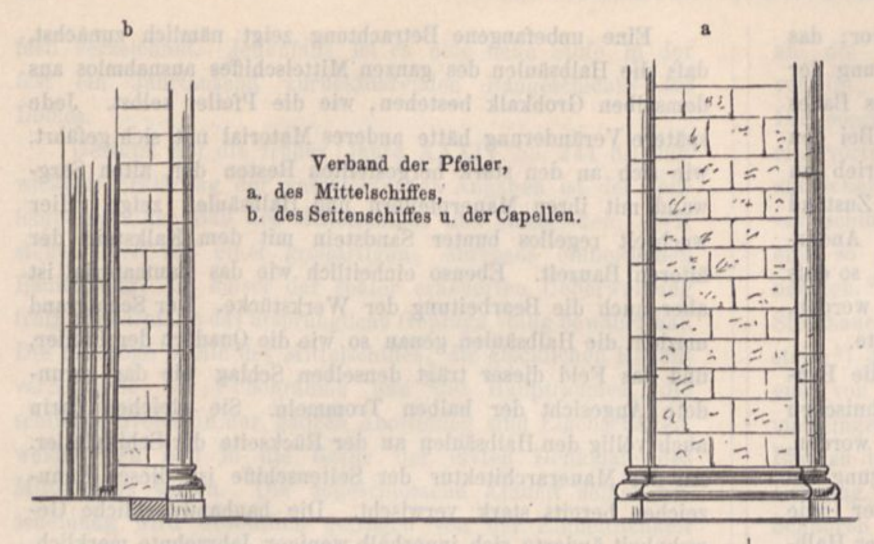
1) Nur beim Anschlufs des Schiffes an den Westchor sind, namentlich an der nördlichen Hochwand, Spuren von einstiger Bewegung an Verankerungen erkennbar, die aber lediglich durch den Anschlufs selbst hervorgerufen wurden.

2) Aus der Reihe der zum Theil umfangreichen Erörterungen über diese Fragen soll hier nur das nöthigste hervorgehoben, im übrigen auf die Auseinandersetzungen selbst hingewiesen werden. Die Frage dreht sich im wesentlichen darum, ob der jetzige Schiffbau auf Gewölbe angelegt gewesen, und in welche Zeit dann seine Erbauung zu setzen sei. v. Quast, Roman. Dome, 1853, S. 14 ff. erörterte die Zeitfolge der einzelnen Bautheile des Domes und wies dem Mittelschiff seine Entstehung nach dem Bau der Gothardcapelle in Folge des Brandes von 1137 zu (S. 20); er betrachtete dabei das Verhältnifs des Schiffes zur Palastcapelle fast wie das der Copie zum Original. Schnaase in seiner Anzeige der v. Quast'schen Schrift in Eggers, Dtsches. Kunstbl. 1853 S. 393 ff. führt dagegen aus (S. 395) 1) dafs der Dom als Gewölbebau nach dem Jahre 1081, sei es früher oder später begonnen, — 2) dafs die Gothardcapelle in den Jahren 1115 bis 1136 erbaut worden, — 3) dafs beide Bauten jene Uebereinstimmung zeigen, wie sie durch die Herrschaft derselben Geschmacksrichtung bedingt ist. Die Vermuthung, dafs die Erbauung des Domes vorhergegangen, erscheint darum glaubhafter. Weiter wird gefolgert, 1) dafs zwischen 1081 und dem jetzigen kein anderer Neubau entstanden oder untergegangen, — 2) dafs man nach jenem Brande nicht lange gezögert, — 3) dafs derselbe, wie bei seinem Umfang nicht anders denkbar, nur sehr langsame Fortschritte gemacht habe; 4) dafs er aber bei der Einweihung der Gothardcapelle vollendet gewesen, und dafs demnach die Anlage von Pfeilern auf Gewölbebau von unten herauf anzunehmen, an den Schlufs des 11. oder Anfang des 12. Jahrhunderts zu setzen sei. Kugler in seinen Pfälzischen Studien (1853) in Eggers, a. a. O. S. 20 ff. und abgedruckt in Kl. Schr. I. S. 722 ff. pflichtet dagegen dem unbedingt mafsgebenden Einflufs der Gothardcapelle auf den Dom bei und sucht eine Lösung in dem Sinne, dafs er den Pfeilerbau des Schiffes für den Kern der von Willigis herrührenden Pfeilerbasilika ansieht, die man im 12. Jahrhundert durch Vorlegung von Halbsäulen auf Ueberwölbung eingerichtet und dabei auch eine neue Anordnung der Fenster ausgeführt habe (Kl. Schr. S. 729 ff.) Was an Einzelheiten zur Willigis'schen Zeit nicht stimmt, setzt er, allerdings nicht ohne Bedenken, auf Rechnung späterer Herstellungen. v. Quast ist in einer weiteren Aeufserung (Zeitschr. f. chr. Archäol. und Kunst, I. 1856, S. 58 ff.) schliefslich (S. 127) geneigt, mit Ausnahme einiger innerer Bedenken, dem Ausgleichungsvorschlage Kugler's beizupflichten und im Mainzer Dom noch einen alten Kern anzunehmen, der auf flache Eindeckung berechnet war, während alles, was die Gewölbe betrifft, erst im 12. Jahrhundert hinzugefügt worden; einschränkend fügt er nur hinzu, wenn nur die technische Untersuchung dem günstig wäre. 1863 im Sommer war v. Quast in Mainz und bestieg die Baugerüste im Mittelschiff. Damals will er die Beschaffenheit der Pfeiler „genau“ untersucht und gefunden haben, dafs die Halbsäulen wirklich eine spätere Hinzufügung seien, wobei jedoch sehr sorgfältig verfahren worden (Briefl. Aeufserg. bei Otte, Gesch. der Roman. Bauk. S. 719 § 58.) Darauf hin hielt man — auch Otte — die Vermuthung von einer Umwandlung der älteren Pfeilerbasilika im wesentlichen bestätigt. Schnaase, Gesch. der bild. Künste, II. Aufl. 1871, IV. S. 376 liefs sich indefs auch durch diese, in ihrer Begründung durchaus irrigen Behauptung keineswegs bestimmen, von seiner eben mitgetheilten Annahme, einer einheitlichen, auf Ueberwölbung berechneten Anlage des Schiffes aus dem Ende des 11. oder jedenfalls der ersten Hälfte des 12. Jahrhunderts, abzugehen. Meine Ausführungen über den Bauzustand (Baugesch. 1870, S. 12 ff.) sind dabei von Schnaase bereits verwerthet. Die Thatsachen, wie die geschichtlichen Angaben haben diese Auffassung nunmehr aufser Zweifel gestellt. — Otte, (Gesch. d. Roman. Bauk. 1874) kann sich zwar von der v. Quast-Kugler'schen Ergänzungstheorie im Text (S. 330) nicht losmachen, theilt aber, ohne weitere Folgerungen, meine Angaben über die Einheitlichkeit des Mittelschiffes in den Zusätzen S. 741 mit.

Eine unbefangene Betrachtung zeigt nämlich zunächst, dafs die Halbsäulen des ganzen Mittelschiffes ausnahmlos aus demselben Grobkalk bestehen, wie die Pfeiler selbst. Jede spätere Veränderung hätte anderes Material mit sich geführt, wie sich an den stark hergestellten Resten der alten Sargwand mit ihren Mauerpfeilern und Halbsäulen zeigt. Hier wechselt regellos bunter Sandstein mit dem Kalkstein der älteren Bauzeit. Ebenso einheitlich wie das Baumaterial ist aber auch die Bearbeitung der Werkstücke. Der Schlagrand umzieht die Halbsäulen genau so wie die Quadern der Pfeiler, und das Feld dieser trägt denselben Schlag wie das gerundete Angesicht der halben Trommeln. Sie gleichen darin auch völlig den Halbsäulen an der Rückseite der Schiffpfeiler. An der Mauerarchitektur der Seitenschiffe ist dieses Kennzeichen bereits stark verwischt. Die bauhandwerkliche Gewohnheit änderte sich innerhalb weniger Jahrzehnte merklich, so dafs daraus eine verläfsige Probe für vorgekommene Veränderungen am Bau abgeleitet werden darf.

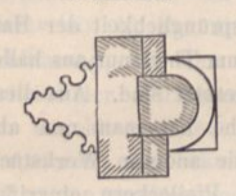
Freilich hat man gegen die Ursprünglichkeit der Halbsäulen eingewendet, dafs dieselben zum Theil nur aus halben Trommeln bestehen und einfach vorgesetzt sind. Aus dieser keineswegs zu bestreitenden Thatsache hat man nun aber unbedenklich weiter gefolgert, dafs die anderen Werkstücke nicht als eigentliche Binder in den Pfeilerkern eingriffen, sondern nur seicht eingetieft und mit den Halbstücken nachträglich vorgestellt worden seien. Schon die vorausbemerkten Thatsachen lassen eine derartige Deutung nicht zu. Auch bedarf es keiner Erörterung, dafs eine derartige Flickarbeit gar nicht im Geiste einer so baugewaltigen Zeit lag und niemals so vollkommen mit dem alten Kern sich hätte zusammenstimmen lassen, wie es hier thatsächlich der Fall ist. Wo, wie an den Aufsenmauern, beim Anschlufs des Ostchores und sonst, wirklich Zufügungen vorgekommen sind, ist ihre Spur unverwischbar geblieben. Dagegen ist einfach hervorzuheben, dafs die eigenthümliche Art des Verbandes, wie sie zwischen Pfeilern und Halbsäulen hier vorliegt, die dem früheren Mittelalter[1]) geläufige war. Mag dieselbe später nicht mehr vorkommen und der heutigen Bauübung nicht entsprechen, so gehört sie unbestreitbar zu den eigenthümlichen Gewöhnungen der romanischen Bauzeit. Die Besonderheit liegt eben darin, dafs sie die Halbsäule im Pfeilerverband gesondert als senkrecht durchgehende Gliederung behandelt und in diesem Sinne die Halbsäulen aus Binderstücken und vorgelegten halben Trommeln her-

1) Auffälliger Weise blieb man über das Verfahren des Mittelalters in diesem Punkte in Deutschland so lange in Unkenntnifs. Th. H. King, Études pratiques, tirées de l'Architecture du Moyen-Age, Bruges et Paris, 1847 (Englische Ausgabe London, 1858—59) I. pl. 89 giebt in einer Reihe von Beispielen den ganz entsprechenden Pfeilerverband von S. Sernin in Toulouse, 1096 geweiht. Viollet-Le-Duc, Dict. de l'Archit. IV. p. 11. Fig. 2 erläutert das Verfahren eingehend in Wort und Bild und hebt (III. p. 496) ausdrücklich hervor, dafs die vorgelegten Säulen überhaupt nur ganz seicht eingebunden zu sein pflegten. Entgegen einer immer noch umlaufenden Ansicht besteht der Kern der Schiffpfeiler, wie auch der westlichen Vierungspfeiler aus Mauerung, welche ebenso wie bei den schweren Wänden nur mit einer Quaderschicht verkleidet sind. Quader-Massif kommt am ganzen Dom, wie in der mittelalterigen Technik überhaupt nicht vor.

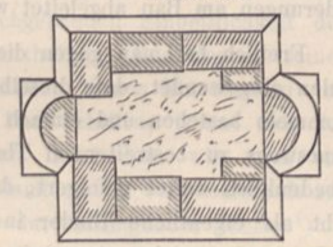


Verband der Pfeiler,
a. des Mittelschiffes,
b. des Seitenschiffes u. der Capellen.

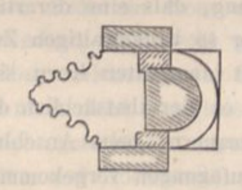
Pfeilerverband zwischen Seitenschiff u. Capellen. b. I. Schicht.



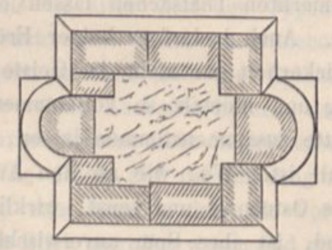
Verband der Schiffpfeiler. a. I. Schicht.



Pfeilerverband zwischen Seitenschiff u. Capellen. b. II. Schicht.



Verband der Schiffpfeiler. a. II. Schicht.



stellt. [1]) Die anliegenden Quadern zeigen dementsprechend stets eine aufwärts ziehende Fuge; die Quadern selbst weisen dabei allenthalben ihre ursprüngliche Begrenzung auf in dem Schlagrand, so dafs daraus die bewufste Absicht des Verfahrens unzweifelhaft klar gestellt ist. Die fortgeschrittenere Bauführung der Spätzeit des 12. Jahrhunderts, wie sie am Westchore sich verewigt hat, ist von diesem Verfahren bereits abgewichen und läfst in regelrechtem Wechsel die Werkstücke des Pfeilers durchbinden, wo die Halbsäule nur aus vorgesetzten Stücken besteht. Einen Beleg für die ältere, im Mittelschiffe vertretene Gewohnheit bot übrigens die in ihrer unteren Hälfte erhaltene Wandarchitektur der Krypta des Ostchores. Da die oberen Theile weggebrochen waren, liefs sich ein völliger Einblick in die Verbindung gewinnen. Der Wandpfeiler hatte auch hier im Anschlufs an die Halbsäule senkrechte Fuge; die Halbsäulen selbst bestanden aus Binderstücken und halben Rundsteinen. Die vielerörterte Frage darf unter diesen Umständen als erledigt betrachtet werden. Bietet auch die Anlage des Schiffbaues des Mainzer Domes eines der frühesten Beispiele von durchgängiger Ueberwölbung, so ist die thatsächliche Veranlagung desselben in diesem Sinne nicht zu bestreiten, und es handelt sich nunmehr einzig darum, dafs die Kunstforschung bereits dem letzten Viertel des 11. Jahrhunderts die Fähigkeit zuerkennt, an die Durchführung eines solchen Unternehmens heranzutreten, während seither solches erst gegen Mitte des 12. Jahrhunderts für zulässig erachtet wurde.

Bei aller Anerkennung des grofsartigen Unternehmungssinnes, welcher im Plan des Mainzer Schiffbaues sich ausspricht, liegen aber gerade in der Art, wie die Ueberwölbung des Mittelschiffes vorgekehrt wurde, die Anzeigen offen zu Tag, dafs der Gedanke den Fähigkeiten vorauseilte. Die Erfahrung im Ueberwölben eines so weit gespannten Raumes fehlte: daher die überschlanken, als eigentliche Stützen undienlichen Halbsäulen; die engen und ungenügenden Auflager über den Kapitellen; der Mangel einer organischen Gliederung der Hochwände zum Zweck der Verstärkung gegen den Gewölbeschub. Alle diese Einzelheiten sind nur geeignet, den Beweis zu verstärken, dafs in der ganzen Anlage eine gewagte Leistung der Frühzeit des Gewölbebaues vorliegt. Die nach kaum einem Jahrhundert erfolgte Neueinwölbung ist ganz dazu angethan, diese Voraussetzung zu bestätigen. Welche Art der Ueberwölbung ihr vorausging, ist nicht erwiesen; jedenfalls hatte sie sich in der verhältnifsmäfsig kurzen Dauer ihres Bestandes nicht bewährt und mufste einer zweckentsprechenderen weichen, deren Festigkeit während fast sieben Jahrhunderte durch die schwersten Unfälle erprobt ist.

Zur völligen Klarstellung der Frage in ihrem ganzen Umfang ist es von Wichtigkeit darauf zu verweisen, dafs auch die oberen Theile des Schiffbaues durchaus einheitlicher Art sind. So bestehen die Flachnischen mit ihren Einfassungen gleich den Pfeilern und Halbsäulen aus demselben Kalkstein. Und wenn die Schildwandungen nicht mit Hausteinen verkleidet, sondern blos aus Rauhmauerwerk [1]) hergestellt sind, so begründet dies noch keineswegs eine Erneuerung oder auch nur einen Wechsel im Betrieb, sondern ist ebensowohl aus einer verständigen Sparsamkeit zu erklären, wie aus der Gewohnheit der Zeit, bei den ungenügenden Hebevorrichtungen in der Höhe mit leichter zu bewältigenden Gröfsen und Lasten zu arbeiten. Der Stein ist dabei immer wieder der gleiche Oppenheimer Kalk. Die Fensterrahmen mit ihren kantigen Abstufungen und Leibungen sind gleichfalls aus Werkstücken von Kalkstein hergestellt, und endlich schliefst die innere Schildwand auch noch mit einer Einfassung von Kalksteinquadern. Darüber erst beginnt das Gebiet des rothen Sandsteines und des Tuffsteines aus der Andernacher Gegend.

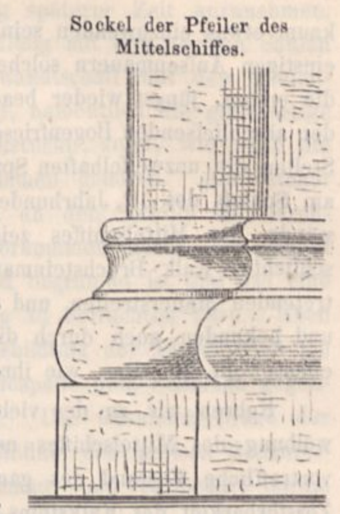
Aus dieser Beschaffenheit der Hochwände und der Fensterarchitektur mufs nun wohl auch als entschieden betrachtet werden, dafs spätere Veränderungen nicht wesentlich eingegriffen haben, dafs namentlich die Anordnung der Fenster nicht erst unter dem Einflufs der jetzigen Ueberwölbung entstanden sei. Die jüngsten Untersuchungen wiesen nicht etwa älteres Mauerwerk und jüngere Ansätze nach, wie es z. B. am Ostchor wiederholt beobachtet worden, auch

1) Die beigesetzten Aufnahmen sind am ersten Pfeiler von Osten her auf der Nordseite und dem gegenüberliegenden Pfeiler gemacht.

1) Bei der farbigen Ausstattung des Schiffes 1863 wurde verkehrter Weise hier Quadrirung aufgezogen und so der vorhandene Unterschied in der Ausführung verwischt. Dieses thatsächliche Verhältnifs übertrug sich auch in die Aufnahme und unsere Wiedergabe auf dem Längenschnitt Jahrg. XXXIV. Bl. 55.

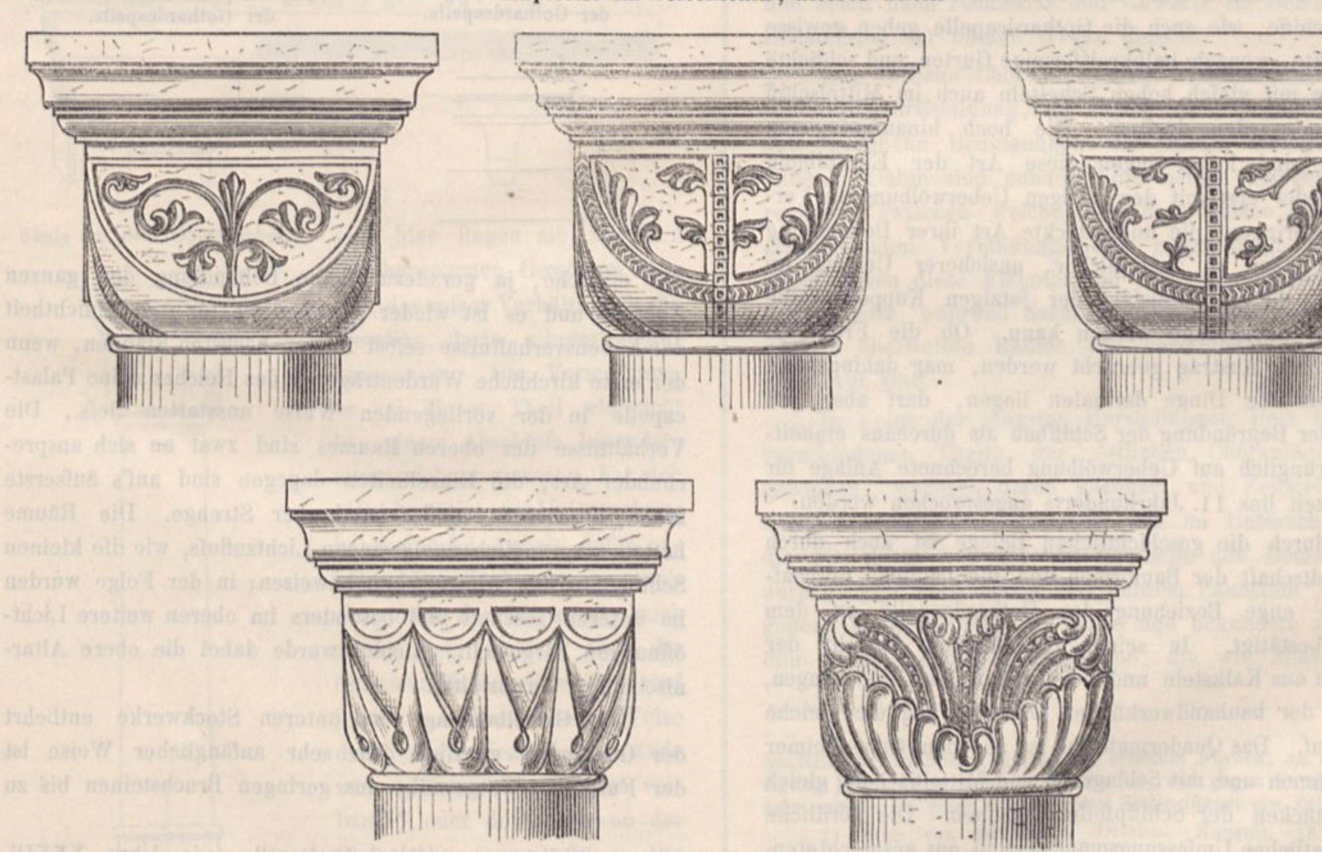
nicht Spuren einer früheren Stellung von Fenstern; es zeigte sich auf beiden Seiten nichts anderes als die jetzige, rauh durchgeführte Anlage mit den hauptsächlich nach den Bränden von 1767 und 1793 gemachten Herstellungen. Das Bruchsteinmauerwerk der Aufsenwände war von dem Feuer stark mitgenommen und in der Folge mit Brocken verschiedener Art ausgeflickt und mit Mörtel bestochen. Die Kalkquadern an den Abstufungen der Fenster[1]) hatten derart gelitten, dafs man ihre Ergänzung oder auch nur theilweise Herstellung unterliefs und die ganze Leibung des Fensters mit Ziegelsteinen ausmauerte, wodurch das Ansehen der äufseren Fensterseite bedauerlich verändert wurde. Statt der doppelten Abstufung der weit ausgeschrägten Leibung zeigt sich jetzt eine ungegliederte, fast formlose Oeffnung in der äufseren Ansicht. Bei den furchtbaren Verwüstungen des Gebäudes ist zwar dieses Vorgehen nur zu wohl erklärlich; bedauerlich bleibt diese Verstümmelung aber gerade so sehr wie die Unterdrückung des einstigen Hauptgesimses am Mittelbau des Schiffes, an dessen Stelle beim Aufsetzen des neuen Dachstuhles im Jahre 1823 eine doppelte Schicht von vorgekragten Sandsteinquadern trat.

Sockel der Pfeiler des Mittelschiffes.



An architektonischen Gliederungen bietet das Mittelschiff nur das denkbar geringste Maafs: Schmiegen und Platte kehren an den Wandblenden wie an den Auflagern der gedrungenen Würfelkapitelle der Halbsäulen wieder. Gegen die hohe straffe Haltung des Sockels sticht die wechselnde, theilweise ungelenke Bildung der Kämpfergesimse[1]) nicht eben vortheilhaft ab. Sehr bezeichnend und gewifs ein Beweis für erst beginnende Uebung ist[2]) das Abbrechen der Kämpfer in der Ansicht der mit Halbsäulen verstärkten Pfeiler, wie auch der blos im Schnitt angedeutete Kämpfer innerhalb der Blenden. Die Rückseite der Pfeiler hat im ganzen die gleiche Behandlung in den Gliederungen; nur sind eine Anzahl der Kapitelle in eigenartiger Weise ausgearbeitet; andere stehen in einfacher Würfelform daneben.

Kapitelle im Seitenschiff, älterer Theil.



Letztere darf darum auch hier schon weniger als das eigentlich gewollte Ziel, als vielmehr wie die Bofse, die Durchgangsform betrachtet werden, eine Annahme, welche durch die vorstehenden Beispiele belegt wird. Die an die ehemalige Aufsenmauer angelehnten Bauglieder, Wandpfeiler und Halbsäulen geben zwar Zeugnifs für den hier gleichzeitig mit der Neuwölbung des Mittelschiffes geschaffenen Zustand; es bleibt aber die Frage offen, ob die mit den Schiffpfeilern gleichaltrige Sargwand bereits eine Gliederung mittels Wandverstärkungen gehabt habe. Die beiden, auf uns gekommenen Reste der alten Aufsenwand hatten allerdings diese Anordnung; dagegen liefs auch hier deren Ursprünglichkeit sich nicht feststellen, wiewohl gegen die Wahrscheinlichkeit

1) Im Februar 1884 habe ich die Vormauerung in den Fensterleibungen der Nord- und der Südseite aufbrechen lassen. Das Profil der Aufsenseiten ist in den Querschnitt Jahrg. XXXIV. Bl. 56 eingetragen und dabei auch die Aufmauerung bemerkt, welche die Fenster nach innen an ihrer unteren Ausschrägung im Jahre 1862 bis 63 erfahren haben, um oberhalb der Flachnischen Raum für das Ornament zu gewinnen. Auf der Längenansicht Bl. 54 ist die äufsere Vormauerung in Ziegelmauerwerk hervorgehoben.

1) Abb. bei v. Quast, Roman. Dome, Bl. 2.
2) Vergl. Längenschnitt, Jahrg. XXXIV. Bl. 55.

kaum etwas einzuwenden sein dürfte.[1]) Jedenfalls haben die einstigen Aufsenmauern solche Herstellungen erfahren, dafs die ersten, jüngst wieder beachteten Reste derselben sammt den abschliefsenden Bogenfriesen an zwei ganz verschiedenen Stellen die unzweifelhaften Spuren einer völligen Erneuerung am Schlufs des 12. Jahrhunderts an sich trugen. Die Hochwände des Mittelschiffes zeigen an der Aufsenseite nur schlichtes Kalk-Bruchsteinmauerwerk; selbst die flach vortretenden Mauerstreifen und der Bogenfries sind gemauert und bekunden auch durch diese einfache Behandlungsweise ebensowohl ihr Alter, wie ihren ursprünglichen Zustand.

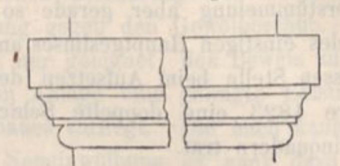
Kehren wir zu der vielumstrittenen Frage der Ueberwölbung des Mittelschiffes nochmals zurück, so dürfte der vortreffliche Zustand des ganzen Innenbaues eben bei der Zerstörbarkeit des Kalksteins durch Feuer den Beweis verstärken, dafs der jetzige Bau die verheerenden Folgen des Brandes einer Holzdecke nicht mehr zu bestehen hatte; die Spuren eines solchen Ereignisses wären tief in das Innere des Gebäudes eingegraben. Vermochte die erste Wölbung auch dem Feuer nicht in der Weise zu trotzen wie die jetzige, so schützte sie doch zu Zeiten das Gebäude, wenngleich sie selbst vielleicht darüber zu schwerem Schaden kam. Wie die Einwölbung beschaffen war, ist eine kaum zu lösende Frage. Die Seitenschiffe, wie auch die Gothardcapelle geben gewisse Anhaltspunkte, wonach halbkreisförmige Gurten und schlichte Gratgewölbe mit gleich hohen Scheiteln auch im Mittelschiff angenommen werden dürften. Die hoch hinaufgezogenen Schildbögen sind kaum gegen diese Art der Einwölbung anzurufen, oder erst mit der jetzigen Ueberwölbung in Verbindung zu bringen; die ungeschickte Art ihrer Behandlung stimmt viel eher zu anfänglicher, unsicherer Uebung im Gewölbebau, die den Meistern der jetzigen Kuppelgewölbe gewifs nicht nachgesagt werden kann. Ob die Frage je völlig wird zum Austrag gebracht werden, mag dahingestellt bleiben; wie die Dinge dermalen liegen, darf aber mit ausreichender Begründung der Schiffbau als durchaus einheitliche, ursprünglich auf Ueberwölbung berechnete Anlage für die Schlufszeit des 11. Jahrhunderts angesprochen werden.

Wie durch die geschichtlichen Belege ist auch durch die Verwandtschaft der Bauformen und die bauliche Beschaffenheit die enge Beziehung der Gothardcapelle zu dem Schiffbau bestätigt. In seiner Gesammtheit besteht der Capellenbau aus Kalkstein und weist wie in den Gliederungen, so auch in der bauhandwerklichen Durchführung die gleiche Schulung auf. Das Quadermaterial ist aus dem Oppenheimer Kalk genommen und mit Schlagrand und Mittelflächung gleich den Werkstücken der Schiffpfeiler versehen. Die nördliche und die westlichen Umfassungsmauern sind aus geschichteten, hammergerichteten Bruchsteinen von ungefähr 20 cm Höhe hergestellt und stimmen mit der Ausführung der unteren Altarnischen darin völlig überein; das alles stammt vom Neubau Adelbert's. Dagegen hat sich in den unteren Theilen

1) v. Quast, Roman. Dome, S. 6 und Bl. 2 irrt hinsichtlich der einstigen Sargwände, indem er selbst für den letzten Zustand lediglich Halbsäulen annimmt. Bereits nachgewiesen in meiner Baugeschichte S. 16[1]) und von Schnaase, Gesch. der bild. Künste, IV. S. 377[1]) verwerthet. Auch zeichnet v. Quast, a. a. O. die Sargwand nur in der Stärke des jetzigen Pfeilerrestes, während sie ursprünglich volle 2 m betrug. Reste erkenntlich beim nördlichen Stiegenthurm des Ostchores, bei der Memorie und bis zur Beseitigung im Jahre 1874 bis 75 auch neben dem Marktportal und jetzt noch oberhalb desselben.

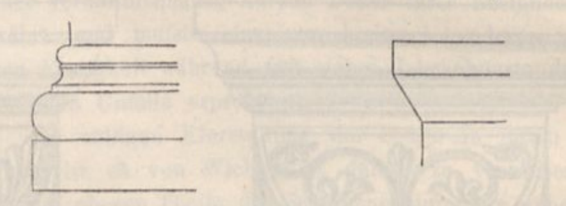
der südlichen Abschlufsmauer offenbar der Rest eines älteren Baues erhalten. Die Mauer ist aus unregelmäfsigen Bruchsteinen, sogen. Wacken, die sogar früher schon vermauert gewesen zu sein scheinen, aufgeführt; über der unteren Putzschicht findet sich eine durch Ziegelmehl roth gefärbte Lage, worin in Nachahmung von Schichtsteinverband Fugen eingerissen sind. Hier dürften demnach alte Bautheile [1]) in den Neubau der Palastcapelle einbezogen worden sein. Der jetzige Zugang an dieser Stelle vom Dom her ist gegen früher, wie sich aus erkennbaren Einbruchstellen ergiebt, verändert. Wie die Verbindung mit dem einstigen Bischofshofe vermittelt war, ist nicht klar zu ersehen; nur im Erdgeschofs findet sich gegen Westen eine Mauernische, die vielleicht ehedem als Durchgang diente. Im allgemeinen überrascht

Pfeilerkapitell im Erdgeschofs der Gothardcapelle.



Pfeilersockel im Erdgeschofs der Gothardcapelle.

Pilasterkapitell im Erdgeschofs der Gothardcapelle.



die einfache, ja geradezu rauhe Behandlung der ganzen Anlage, und es ist wieder ein Beitrag für die Schlichtheit der Lebensverhältnisse selbst in den höchsten Ständen, wenn der erste kirchliche Würdenträger[2]) des Reiches seine Palastcapelle in der vorliegenden Weise ausstatten liefs. Die Verhältnisse des oberen Raumes sind zwar an sich ansprechender Art; die Einzelheiten dagegen sind auf's äufserste Maafs beschränkt und von herber Strenge. Die Räume hatten ursprünglich nur geringen Lichtzuflufs, wie die kleinen Schlitze in den Altarnischen beweisen; in der Folge wurden im unteren Geschofs und besonders im oberen weitere Lichtöffnungen hergestellt. Leider wurde dabei die obere Altarnische arg verunstaltet.

Die Gewölbeanlage im unteren Stockwerke entbehrt der Gurtungen gänzlich. In sehr anfänglicher Weise ist der Fufs der Gratgewölbe aus geringen Bruchsteinen bis zu

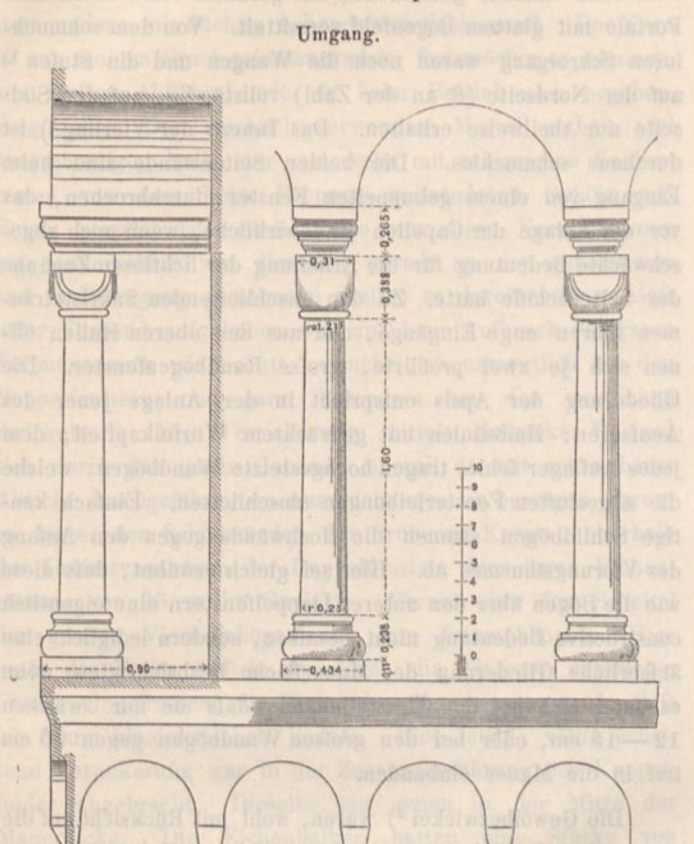
1) Adelbert nennt die Gothardcapelle, wie Jahrg. XXXIV. Sp. 242 erwähnt „capellam curtis nostre . . . parieti Exclesie beati Martini contiguam“ an die Mauer des Domes anstofsend. Vielleicht hat sich in diesem Rest ein Theil vom alten Dom erhalten.

2) Malereien an Wänden und Baugliedern, wie solche v. Quast, Roman. Dome, S. 18 bei der sonstigen Schlichtheit des Baues glaubt annehmen zu müssen, haben sich nicht nachweisen lassen. Bei Ausräumung des Obergeschosses von der eingebauten Wohnung ergaben sich Anhaltepunkte dafür nicht. Im unteren Raum lassen sich blos schlichte Absäumungen in roth an den Gewölbegräten und sonst erkennen. Der untere Raum liegt dermalen noch immer in beklagenswerther Vernachlässigung, woran allerdings theilweise der Mifsstand schuld ist, dafs in den westlichen Theil ein Keller eingebaut ist, worüber dem Dom nicht einmal das Eigenthum zusteht. Hier sei bemerkt, dafs eine Verbindung des unteren und oberen Raumes wie sie theilweise vorausgesetzt wird (Otte, a. a. O. S. 330) nicht vorhanden war. 1874 wurde im Untergeschofs wenigstens die Auffüllung des Bodens beseitigt.

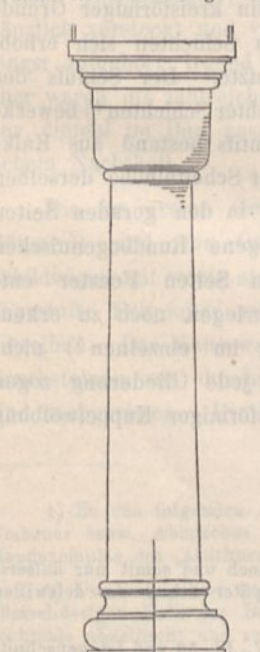
einer ziemlichen Höhe wagerecht heraufgemauert. Nur das Mittelfeld des oberen Raumes ist von Gurten eingeschlossen,

Aus der Gothardcapelle.

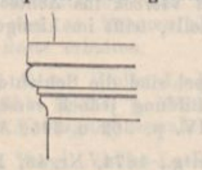
Umgang.



Säule aus dem Obergeschofs.



Pilasterkapitell im Obergeschofs.



und hier liegen sie mit den durchgezogenen Gewölben bündig; das aufser Verhältnifs flache Gewölbe darin scheint später eingezogen. Die Vermuthung, es sei dieser Theil vielleicht in seinem Abschlufs besonders ausgezeichnet gewesen, hat sich nicht bestätigt; die Untersuchung hat keinerlei Anhalt dafür geboten. Der Säulenumgang, welcher nach der Marktseite noch offen liegt, umzieht auch die östlichen Theile. Dieselben sind jedoch bedauerlicher Weise durch die anliegenden Gebäude zum gröfsten Theil ganz verbaut[1]) oder doch, wie an der Chornische, verdeckt. Die Lücke in der Säulenreihe an der Marktseite ist durch einen späteren Ausbruch entstanden. Wenn in der Reihe eine der Säulen ein Kapitell von etwas abweichender Form und am Sockel einen rauhen Eckknollen aufweist, so ist es nicht nöthig, hier eine Einschiebung späterer Zeit anzunehmen, da Steinart und sonstige Behandlung mit den übrigen Säulen übereinstimmt. Die nahe Verwandtschaft mit dem Säulenumgang der östlichen Chornische, namentlich die gleichartige Behandlung der geraden Gebälkstücke, zeigt, wie nahe die beiden Bauwerke zeitlich zusammen gehören. Am Ostchor finden sich nun die Eckknollen an den Sockeln fast durchweg angebracht, so dafs das Vorkommen dieser Besonderheit an der Gothardcapelle genügend begründet ist und das eine Stück als Vorläufer der Gattung zu betrachten wäre. Eben durch die Anklänge an die Ausbildung der Einzelheiten am Ostchore bekundet die Gothardcapelle dem Schiffbau gegenüber ihre jüngere Zeitstellung. Das Gesammtgepräge der Gothardcapelle ist durch den Einflufs der grofsen Bauunternehmung am Dom selbst bestimmt, und es bedarf darum zur Erklärung der Uebereinstimmung in einzelnen Bauformen nicht der mehr als zweifelhaften Auskunft, als sei die Palastcapelle aus den Resten des Schiffbaues[1]) hergestellt worden. Dem gröfseren Bau folgte der kleinere. Was ersteren auszeichnet, ist keineswegs an letzterem vorgebildet; wohl aber treten an der Gothardcapelle vereinzelte Erscheinungen hervor, die in der nächsten Folge beim Umbau des Ostchores nach einheitlichem Gesetz in Anwendung kommen und somit nach rückwärts und vorwärts zur Beleuchtung der Zeitstellung der beiden Werke dienen.

Der östliche Chor mit seinen Flügelbauten läfst nach seiner Grundrifsbildung, wie in der Ansicht sofort erkennen, dafs gegebene Bedingungen die jetzige Anlage bestimmt haben. Dahin sind zunächst die beiden Stiegenthürme zu rechnen, zwischen welche die nach aufsen als Querschiff erscheinenden Verbindungstheile eingezwängt sind. Nach innen bieten diese Flügelbauten nur eine Verlängerung der Seitenschiffe, während darüber in zwei ungleich hohen Stockwerken überwölbte Räume von verschiedenem Grundrifs[2]) eingebaut sind.

In Folge der jüngsten Herstellungen liefs sich in die verschiedenen Theile der östlichen Choranlage Einblick gewinnen, wodurch deren Eigenart und Zeitstellung näher bestimmbar wurden. Zunächst trat im Unterschiede gegen die bis dahin betrachteten Bautheile des Domes die fast durchgängige Verwendung von buntem Sandstein[3]) der Maingegend an dem Ostbau zu Tage und bekundete schon damit eine völlig gesonderte Baugruppe, die wie hinsichtlich des

1) Leider hat sich dieser bedauerliche Mifsstand neuerdings verschlimmert, indem der ganzen Westseite entlang an Stelle eines baufälligen Schuppens ein Neubau errichtet worden, an dessen Beseitigung jetzt gewifs nicht zu denken ist, und gegen die südliche Chorecke wurde an einer seither freien Stelle jüngst ein Zubau gestattet.

1) Eine von Schnaase, Dtsches. Kunstbl. 1853, S. 395, Sp. 2, wahrscheinlich auf die Ansicht von Dr. F. X. Geier zurückzuführende Auskunft, die er zwar nicht adoptirt, aber auch nicht abweist. Mit Recht bemerkt v. Quast, Zeitschr. a. a. O. I. S. 66, dafs diese Annahme schwerlich Beifall finden könne. Welche Bautheile hier überhaupt in Betracht kommen könnten, ist ganz unerfindlich, da es sich ja doch nur um das Mittelschiff und nicht etwa um den Ostchor handeln könnte.

2) Die unteren Räume begreifen nämlich nur ein Gewölbejoch, während die oberen zwei derselben umfassen.

3) Die in ihrer Schichtung namentlich in den östlichen Durchgängen sehr ungleichen Werkstücke sind bei sehr grofsen Quadern noch mittels des Wolfes versetzt und zwar regelmäfsig, aber doch in einer von dem Material des Schiffes verschiedenen Art beschlagen. Der Schlagrand ist nämlich fast glatt bearbeitet oder mit sehr scharfem stehenden Hieb geflächt; das Mittelfeld steht über den Schlagrand merklich hervor und hat einen weniger markigen Hieb als die Quadern des Schiffes.

Materials, so auch zeitlich von dem Schiffbau geschieden ist. Von nun an verschwinden Ausführungen im Kalkstein der Gegend, und die Main-Sandsteine treten ausschliefslich an dessen Stelle. Mit diesem wetterbeständigen, bequem brechenden Quadermaterial verband sich eine gröfsere Bildsamkeit als sie der spröde Kalkstein besafs. Sofort macht sich dieser Vorzug in dem Sinne geltend, dafs das Ornament nunmehr an dem Bau ein weiteres Feld einnimmt. Wenn dasselbe weder an Fülle, noch an Feinheit mit der bildnerischen Ausstattung der Bauwerke bevorzugter Gegenden, wie das Elsafs oder der Kölnische Kreis, sich messen kann, so liegt das wohl zum Theil in dem Mangel an seitherigen Aufwendungen in diesem Sinn, wodurch keine Schulung hatte aufkommen können; zum Theil ist es aber durch den für plastische Zwecke immer noch rauhen Sandstein bedingt.[1]) Diese Thatsache der Material-Einheit und zwar eines Gesteins, das in älterer Zeit überhaupt am Platze noch keine Verwendung gefunden hatte, erledigt allein schon eine ganze Reihe von Fragen bezüglich einzelner Bautheile des Ostchores, die selbst für die frühesten Zeiten angesprochen worden waren. Neben dem rothen Sandstein, und zwar Bruchmaterial der Maingegend, kommt für Kernmauerung auch noch der Bruchkalk des Mainzer Gebietes und in geringer Ausdehnung gerichteter Kalkstein vor. Als neues Element tritt aber der Tuff der Andernacher Gegend, der s. g. Trafsstein hinzu, der in geschnittenen, nach Maafsen vorgezeichneten Stücken verfrachtet wurde. Etwa ein Jahrhundert lang, von der Mitte des 12. bis zur Mitte des 13. Jahrhunderts bleibt dieses Material in Uebung, um dann wieder gänzlich zurückzutreten.

Die Frage, welchen Bau der jetzige Ostchor ersetzt habe, ist nur vermuthungsweise zu beantworten. Wäre der hervorgegangene Bau von den gewaltigen Verhältnissen des Mittelschiffes gewesen, so würde er schwerlich so gänzlich zu Grunde gegangen sein, dafs ein völliger Neubau danach nöthig wurde. Als Ursache der Zerstörung wäre einer der Unfälle von der Mitte des 12. Jahrhunderts und zwar wohl der Brand von 1137 am ehesten anzunehmen. Dieses Ereignifs fand somit wohl noch einen Chorbau der Frühzeit vor und entschied dessen Schicksal.

Der Neubau begriff eine Krypta[2]) und schlofs sich damit einer älteren Anordnung an. Die in ihrer bis auf etwa 2 m erhaltene Wandarchitektur giebt über deren Ausbildung vollkommen genügenden Aufschlufs. Der dreischiffige Raum war durch Säulen geschieden, deren Sockelplatten sich erhalten hatten; Pilaster und Halbsäulen gliederten die Wände. Vor der Chornische trat ein Mauerpfeiler vor und vermittelte den Uebergang in den verengten Rundbau. Die Halbsäulen hatten sämmtlich einfach einförmige Eckknollen mit scharfer Oberkante. Von der Ostseite her war die Krypta durch drei schlicht ausgeschrägte Fenster erhellt, von der Kirchenseite durch je ein solches[3]) am Ende der Längswand; nach dem Kircheninnern waren die mit Wandsäulen und figürlichem Kapitellschmuck verzierten Gliederungen fast vollständig bewahrt. Der Zugang abwärts war durch zwei stets sichtbar gebliebene, mit geradem Sturz überdeckte Portale mit glattem Bogenfeld vermittelt. Von dem schmucklosen Schrotgang waren noch die Wangen und die Stufen[1]) auf der Nordseite (8 an der Zahl) vollständig, auf der Südseite nur theilweise erhalten. Das Innere der Vierung[2]) ist durchaus schmucklos. Die beiden Seitenwände sind beim Eingang von einem gekuppelten Fenster durchbrochen, das vor der Anlage der Capellen eine wirkliche, wenn auch abgeschwächte Bedeutung für die Erhellung der lichtlosen Zugänge der Seitenschiffe hatte. Zu den anschliefsenden Sakristeiräumen führen enge Eingänge, und aus den oberen Hallen öffnen sich je zwei profilirte, grofse Rundbogenfenster. Die Gliederung der Apsis entspricht in der Anlage jener des Aeufseren: Halbsäulen mit gedrücktem Würfelkapitell, dem jedes Auflager fehlt, tragen hochgestelzte Wandbögen, welche die abgestuften Fensterleibungen umschliefsen. Einfach kantige Schildbögen säumen die Hochwände gegen den Anfang des Vierungsthurmes ab. Hier sei gleich erwähnt, dafs diese wie die Bögen über den unteren Doppelfenstern eine eigentlich constructive Bedeutung nicht besafsen, sondern lediglich eine äufserliche Gliederung der Mauerfläche beabsichtigten; denn es fand sich bei den Herstellungen, dafs sie nur zwischen 12—15 cm, oder bei den grofsen Wandbögen gegen 20 cm tief in die Mauer einbanden.

Die Gewölbezwickel[3]) waren, wohl mit Rücksicht auf die gewünschte Festigkeit, aus gut gerichteten Kalksteinen gemauert und ihre Vorderfläche so nach innen verzogen, dafs mit dem Scheitel der Hauptbögen ein kreisförmiger Grundrifs erreicht war, der in mehreren Schichten sich erhob, bis darauf dann das Achteck aufsetzte. Der Schlufs der Zwickel ward lediglich mittels wagerechter Schichten[4]) bewerkstelligt. Der Stirnbogen der Pendentifs bestand aus Kalkquadern mit Schlagrand. Wenig über Scheitelhöhe derselben hatten sich bis zum Abbruch 1870 in den geraden Seiten des Achtecks breite, flach eingebogene Rundbogennischen erhalten, welchen in den schrägen Seiten Fenster entsprachen, davon Reste beim Niederlegen noch zu erkennen waren, wiewohl ihre Bildung im einzelnen[5]) nicht festgestellt werden konnte. Ohne jede Gliederung zogen die Achteckseiten sich in halbkreisförmiger Kuppelwölbung zusammen.[6])

---

1) Redtenbacher, Leitfaden, S. 36, bemerkt, dafs dem Buntsandstein entsprechend die mittelrheinischen Dome „im Detail derb und kräftig" sind.

2) Vergl. Friedr. Schneider, die Krypta des Mainzer Domes und die Frage ihrer Wiederherstellung. 1871. S. 8 ff.

3) Die seitlichen Fenster bei Redtenbacher, Beiträge, Taf. 13, Fig. 2 [a], [b], [c] u. 21.

1) Die Stufen waren völlig 30 cm hoch und somit nur äufserst unbequem zu begehen. Sie mufsten später schon um defswillen umgelegt werden.

2) Vergl. Querschnitt Jahrg. XXXIV. Bl. 53 und Längenschnitt Bl. 55.

3) Das von Redtenbacher, Leitfaden S. 218, Fig. 418 gegebene Schema für die Form des Uebergangs vom Viereck ins Achteck, wie er es für Mainz, Speyer und Worms aufstellt, trifft im hiesigen Fall nicht zu.

4) Auch in Worms bei der Ostkuppel sind die Schichten noch wagerecht geführt; im Grundrifs ist die Bildung jedoch verschieden. Vergl. Viollet-Le-Duc, Dict. de l'Archit. IV. p. 362 u. 365. Abb. 14.

5) Die von Wessicken, Dtsche. Bauzeitg., 1874, Nr. 43, Figur 1 gegebene Ansicht dieser Fenster ist durchaus willkürlich und der geläufigen Behandlungsweise zuwider.

6) Redtenbacher, Leitfaden, S. 74, Abb. 66, beschreibt dieselben als achtseitige Kreuzgewölbe, welche übereck gestellt sind.

Hinsichtlich der baulichen Ausführung[1]) boten sich während des Umbaues der Vierung eine Reihe von Eigenthümlichkeiten, die für das Verfahren jener Zeit beachtenswerth sind. Die schweren Längsmauern bestehen aus Sandsteinquadern mit flüchtig behandeltem Schlagrand. Der Kern ist aus rauhem Bruchsteinmauerwerk, fast möchte es scheinen, aus bloſsen Abfällen, wie sie beim Betrieb sich ergaben, hergestellt. Der reichlich verwendete Mörtel enthält viel überschüssigen Kalk, der seinerseits mit zahlreichen Kohlenresten von dem beim Brennen verwendeten Gehölz und Reisig versetzt ist. Stellenweise war diese Kernmauerung gut; anderntheils war dieselbe, gerade an den geborstenen und in Bewegung gerathenen Stellen so durchschüttert, daſs jeder Verband aufgehoben war und beim Aufbruch das ganze Füllmauerwerk wie Schutt herausfiel, so namentlich bei den Doppelfenstern und ganz besonders bei den westlichen Zwickeln.[2]) Die Versicherung mittels Holzanker[3]) fand sich durch das ganze Gebäude überall da mit erkennbarer Absicht durchgeführt, wo Ausweichungen zu besorgen waren: so hinter den Schildwänden der früheren Krypta, oberhalb der Umfassungsbögen der Doppelfenster; hier lagen Eichenstämme von 35 cm im Gevierte. Ferner über dem Scheitel der groſsen Vierungsbögen und dem Triumphbogen. Hier hatte das Feuer tief in die durch die Einleger gebildeten Canäle eingefressen; die Weite derselben war so groſs, daſs ein Mann hineinkriechen konnte. Eine letzte, völlig erhaltene Verankerung war in der Zusammenführung der Kuppelfelder angebracht. Dieselbe lag genau in der Mitte der Mauerdicke. Die Eichenbalken hatten eine Stärke von 22 — 30 cm; an den Ueberschneidungspunkten waren sie mit groſsen Eisenbolzen[4]) zusammengehalten. Das Holz war gänzlich verstockt und von Würmern durchfressen und hatte längst aufgehört, irgend welche Sicherung zu gewähren; wohl aber waren die zahlreichen und beträchtlichen Höhlungen bei der einmal im Bau ausgekommenen Bewegung von erklärlichem Nachtheil.

Die im ersten Geschoſs an die Vierung anstoſsenden Räume[5]) sind von Gratgewölben über halbkreisförmigen Schildbögen mit wenig steigendem Scheitel überdeckt; schlicht abgestufte Eckpfeiler mit Schmiege und Platte unterstützen dieselben. Das Mauerwerk besteht aus lagerhaft verwendeten Bruchsteinen von durchaus rauher Ausführung; die Fugen sind nachgerissen. Die Wölbung ist aus rauhen Bruchsteinen über Schalung gezogen. In den oberen Hallen ist die Gurtung des mit zwei Jochen überdeckten Raumes von je einer schlanken, frei vor der Wand stehenden Säule getragen; auch diese haben die Eckknollen wie die Sockel der Krypta. Die reiche Folge von Gliederungen, wie die mit den Evangelistenzeichen verzierten Kämpfer des nördlichen Raumes weisen auf entwickelte Stilverhältnisse hin. Daſs an ihrer Stelle früher ein viel niedrigerer Bau gestanden haben muſs, geht daraus hervor, daſs bei den letzten Herstellungen sich auf die ganze Höhe des Raumes am anliegenden Stiegenthurm der alte Verputz[1]) fand, ein Beweis, daſs diese Theile der Thürme früher nicht eingebaut waren, sondern frei standen. Auch fand sich an den unteren Stellen zwischen den unvermittelt aufeinanderstoſsenden Bautheilen in tiefen Löchern Asche und Brandschutt, die nur vor der Errichtung des jetzigen Querbaues dahin gelangt sein konnten.

Der bemerkten Schlichtheit in der architektonischen und bildnerischen Ausstattung des gesammten Innenbaues steht die reichere Durchbildung der Durchgangshallen, namentlich der südlichen entgegen. Halbsäulen mit glatten Wandbögen theilen die Flächen, und Kämpfer wie Kapitelle sind mit bildnerischem Schmuck versehen. Barbarische Thierfiguren wechseln mit Adlern und Nachahmungen antiker Kapitellformen. Einzelne Kapitelle sind nur in der Bosse vorgehauen und lassen die Anlage auf korinthisirende Formen erkennen. Alle hier vorkommenden Stücke gehören der Bauzeit der Osttheile überhaupt an; keines derselben ist älter oder von einem anderen Bauwerk[2]) entnommen. Was von Erinnerungen an antike Vorbilder darin vorkommt, ist von solchen aus älterer Zeit merklich verschieden und im übrigen gerade so handwerksmäſsig gemacht, wie die nachbarlichen Thierornamente. Die eingezogene Form der Deckplatte wie die diagonalen Auflager finden sich ebenso an dem Umgang der Chornische wiederholt, deren Ursprung dann doch gewiſs nicht aus der zweiten Hälfte des 12. Jahrhunderts zu verrücken ist. Ganz das gleiche gilt von dem, übrigens gerade in den korinthisirenden Kapitellen stark überarbeiteten[3]) südlichen Portal. Die hohe straffe Form der Sockel ist jener der Gothardcapelle nahe verwandt und zeitlich damit vollständig erklärt.

Am Aeuſseren der Chornische[4]) ist die Ornamentik eine neue, an dem sonst so nüchternen Bau wohlthuende Erscheinung. Die Gesammttheilung kündet die innere Raum-

1) Zu den folgenden Angaben dienten mir meine während des Umbaues bezw. Abbruches gemachten Aufzeichnungen, die meinem Handexemplar des „Ostthurmes“ beigeschrieben wurden.

2) Der Seltsamkeit wegen füge ich hier an, daſs bei dem vielen überschüssigen Kalk der Bauschutt, nachdem er durchgesiebt war, nochmals abgelöscht und zur Mauerung bei der gleichzeitig aufzuführenden Bauhütte verwendet werden konnte. Beim Ausbruch der Fundamente der ehemaligen Liebfrauenkirche 1884 fanden sich in den Fundamenten groſse Ballen von noch frischem Kalk. Wahrscheinlich hatte man den Kalk auf den Schichten selbst erst abgelöscht, und so konnten sich, von der Luft abgeschlossen, dessen weiche Reste erhalten.

3) Vergl. Viollet-Le-Duc, Dict. de l'Archit. IV. p. 12. Abb. 2, p. 15, Abb. 3; III. p. 398, Abb. 1. — Reste der Holzanker werden noch im Kreuzgang bewahrt.

4) Vergl. Viollet-Le-Duc, l. c. III. p. 399, Abb. 3.

5) Vergl. Querschnitt Jahrg. XXXIV. Bl. 52. Die hier, wie auf Bl. 51 angenommenen rundbogigen Fenster waren mit Rücksicht auf die Verwendung dieser Ränme vorgesehen, kamen aber inzwischen nicht zur Ausführung.

1) Bockenheimer, Dom, S. 59 ff. sucht diese Theile auf Reste der ältesten Bauanlage an dieser Stelle zurückzuführen. Diese Zeitbestimmung glaubt er durch den Vergleich mit dem Architekturtheile der Durchgangshalle zu Lorsch begründen zu können. Baulich wie stilistisch sind seine Voraussetzungen haltlos. Lediglich als literarische Aeuſserung hat diese Annahme, als ob die Portale mit den Vorhallen der alten karolingischen Martinskirche angehörten, in der V. Auflage von Otte's Kunstarchäol. II. S. 79[1]) Eingang gefunden.

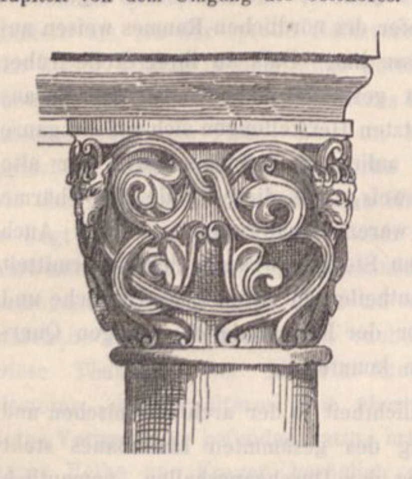
2) Das in der südlichen Durchgangshalle vorfindliche korinthisirende Kapitell habe ich wegen seiner anscheinend weiſsen Farbe untersucht, und gefunden, daſs es gleich allen anderen Bautheilen aus rothem Sandstein gearbeitet ist.

3) Nach Ausweis der Acten wurden diese Theile, Säulen wie Kapitelle, im Jahre 1836 ergänzt, allerdings nach gegebenen Anhaltepunkten und so gut, wie man es eben konnte.

4) Vergl. Oestl. Ansicht Jahrg. XXXIV. Bl. 51. Die Arcaden mit figürlichen Darstellungen waren in malerischer Ausführung in Vorschlag gebracht.

gliederung an, die Unterkirche, den hochliegenden Chorraum und dessen Zuwölbung in dem schlichten Erdgeschofs,[1]) dem schlanken, glücklich gegliederten Mittelgeschofs und dem Säulenumgang.

Kapitell von dem Umgang des Ostchores.



Die klotzartige Kapitellform ist auf bildnerische Ausstattung angelegt; doch nur theilweise fand die Bearbeitung wirklich statt. Im ganzen bleibt der Würfelkern auch für die sculptirten Stücke noch bestimmend: das Ornament liegt platt auf, und nur in einzelnen Fällen, namentlich bei den adlergeschmückten Kapitellen des Umgangs durchbricht die künstlerische Bearbeitung einigermafsen die Schranken der plumpen Grundform. An den Gliederungen der Fenster sind Ansätze von laufenden Verzierungen, Zopfgeflechte und Ranken mit Lilienformen vorhanden, welche Feinheit der Auffassung und Geschick verrathen. Sehr bezeichnend für das Verfahren beim Bau ist der Umstand, dafs neben ganz roh gebliebenen Würfelkapitellen und völlig durchgebildeten an der Galerie auch solche vorkommen, welche halb vollendet nur im Angesicht Zeichnung aufweisen. Bei der Rückwand des Umganges verdient die in rothen und weifsen Steinen durchgeführte Schichtung als eine alterthümliche oder durch fremde Einflüsse bedingte Erinnerung erwähnt zu werden.

Aufsteigend leitet der Chorgiebel mit seinen fünf flachgerundeten Bogennischen und steigendem Bogenfries zu dem ehemaligen Vierungsthurme über. Den Giebel bekrönte einst ein Adler.[2]) Die Achteckseiten derselben waren von Mauerstreifen und wagerecht liegendem Bogenfries[3]) eingesäumt; darüber der Säulenumgang, wovon wenigstens eine der Säulen sammt Gebälkstück erhalten ist. Die Formen stimmen, wie vorher bemerkt, mit jenen der Gothardcapelle überein; die Kapitellflächen sind von einem anderen strickartigen Gewinde, wie es ebenda auch vorkommt, umsäumt. Die Stützen und Träger der Galerie waren aus buntem Sandstein und Kalkstein genommen, während der Thurmkörper die Tuffmauerung auch nach aufsen zeigte.

Die Flügelbauten sind in ihrer ganzen Erscheinung derart ungegliedert und schmucklos, dafs sie eigentlich vernachlässigt scheinen und einen unbefriedigenden Gegensatz zu der Mittelgruppe des Aufbaues bilden. Oberhalb der rechtwinklig umschlossenen Portale schneiden je zwei glatte Schlitze in die Räume des ersten Geschosses ein, darüber sitzt je ein rundbogiges Fenster, und die schlichten Mauerpfeiler an den Ecken schliefsen mit Stab, Schräge und Platte, die als Hauptgesims sich durchziehen. Die Aufsenmauern des Querbaues bestehen aus einem regellosen Wechsel von Quader- und gerichtetem Bruchsteinmauerwerk, theils Kalk-, theils Sandstein. Verschiedene Bauzeiten sind aus dieser Beschaffenheit nicht abzuleiten; wohl aber dürften namentlich in dem Kalkstein Reste von einem älteren Bau wieder verwendet und die ganze, nicht eben monumentale Ausführung[1]) aus beschleunigtem und mit gemessenen Mitteln bewerkstelligtem Betrieb zu erklären sein. Uebrigens ist nicht zu übersehen, dafs bis zum Eingang unseres Jahrhunderts die östliche Ansicht des Domes durch die dicht davorstehende Liebfrauenkirche verdeckt und nicht Schauseite in dem Sinne war, wie es jetzt der Fall ist. Dieser Umstand dürfte denn auch die rauhe Erscheinung der Flügelbauten, welche dem Gottesdienste zudem nicht unmittelbar dienten, entschieden beeinflufst haben. Noch sei bemerkt, dafs beim Umbau der östlichen Vierung unmittelbare Anhaltspunkte zur Feststellung der Bauzeit sich nicht ergeben haben. Die Baubeschaffenheit jedoch in Verbindung mit den Bauformen bietet ausreichende Gewähr für die vorher schon begründete Annahme, die gänzliche Umgestaltung dieser Baugruppe um die Mitte des 12. Jahrhunderts und den Abschlufs dieses Unternehmens gegen Ausgang des Jahrhunderts zu setzen, ohne dafs es möglich wäre, mit voller Bestimmtheit im einzelnen eine schärfer begrenzte Datirung eintreten zu lassen.

1) Die unteren Theile des ganzen Ostbaues sind im Laufe des Jahres 1836 stark überarbeitet worden, lassen demnach vielfach die eigenartige Behandlungsweise der Bauzeit vermissen.

2) Derselbe scheint erst bei den Herstellungen im Jahre 1828 beseitigt worden zu sein. Hundeshagen zeichnete ihn 1819 an seiner Stelle. Verstümmelt fand sich derselbe im Schutt bei Abbruch des Vierungsthurmes 1871 vor und hat im Kreuzgang seine Aufstellung erhalten.

3) Abb. bei Redtenbacher, Beiträge, Taf. 58. Fig. 5, woselbst der schöne Steinschnitt erkenntlich ist.

1) v. Quast, Roman. Dome, S. 11 und 13, bespricht diese Eigenthümlichkeiten ganz zutreffend, indem er die Regelmäfsigkeit der Aufeinanderfolge der einzelnen Lagen geltend machte für eine ungestörte Bauausführung. Die Verschiedenheit des Materials erklärt er richtig aus dem Bedürfnifsfall, der zu dem greifen liefs, was eben verwendbar war. „Anstatt also ein Zeichen für verschiedene Bauzeiten zu sein, ist eine solche Verschiedenheit des Materials gegentheils oft ein Beweis eines sehr energisch betriebenen Baues", sagt v. Quast, und fügt hinzu: „Ich glaube, dafs dies auch bei dem in Rede stehenden Theile des Mainzer Domes anzunehmen ist."

(Fortsetzung folgt.)

Die Eisenbahnbrücken über die Elbe bei Hamburg und Harburg.

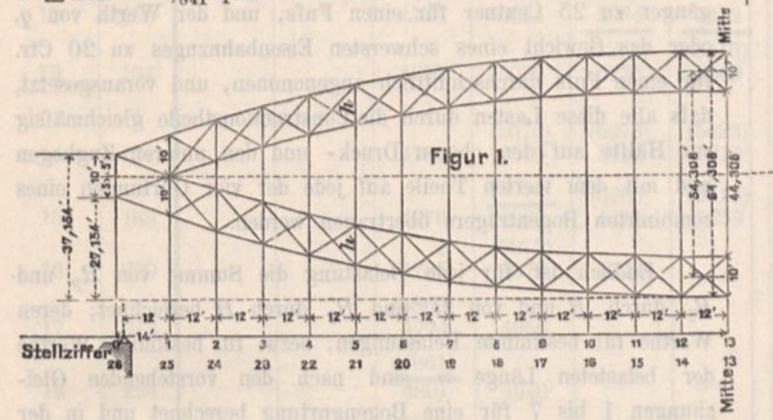
(Mit Zeichnungen auf Blatt 31 bis 36 im Atlas.)

(Schlufs.)

VI. Statische Berechnung der Bogenträger.

1. Geometrische Form der Träger.

Die geometrische Form der Träger geht aus der beistehenden Figur 1 hervor. Die darin eingeschriebenen Maafse sind preufsische (rheinländische) Fufse, nach welchen das Project bearbeitet und die nachfolgenden Berechnungen durchgeführt sind. Es ist ein Fufs = $0,_{314}$ m, ein Zoll = $26,_{154}$ mm, 1 □ Zoll = $6,_{841}$ qcm.



Die Knotenpunkte jeder Bogengurtung liegen in einer Parabel, deren halbe Stützweite $13 \cdot 12 = 156$ Fufs, deren Pfeilhöhe $^1/_6 \cdot 156 = 26$ Fufs, deren Gleichung also $y = \frac{(312 - x)x}{936}$ ist. Hiernach ergiebt sich bei Stellziffer 1, für $x = 12$ Fufs, $y = 3,_{846}$ Fufs und der Abstand der beiden inneren Gurtungsmitten bei Stellziffer 13 zu $2(26 - 3,_{846}) = 44,_{308}$ Fufs.

Zwischen den Stellziffern 0 und 1 sind die Gurtungen mit Rücksicht auf die zu 10 Fufs angenommene verticale Höhe der beiden Bogenträger etwas abweichend von der Parabelform angeordnet worden, weil je 2 Gurtungslinien und die Verticale im Auflager sich in einem Punkte schneiden müssen. Gleichzeitig ist die Entfernung zwischen 0 und 1 von 12 auf 14 Fufs vergröfsert worden, damit die Auflager in das erste und dritte Viertel der Pfeilerstärke zu liegen kommen und also die Verticalpressungen möglichst gleichmäfsig auf den Pfeilergrundrifs vertheilt werden. Unter Beachtung dieser Abweichungen von der Parabelform sind in Tabelle I die Werthe von y, die Längen der einzelnen Constructionstheile und deren Neigungswinkel gegen die Horizontale angegeben, so dafs die Trägerform in allen Theilen genau bestimmt ist. Die Bezeichnung der einzelnen Theile ist in Figur 2 angegeben.

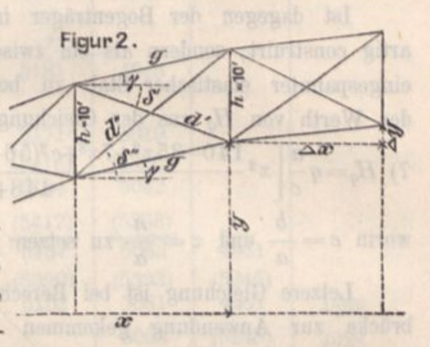


Tabelle I. Längen und Winkel der Constructionstheile.

Stellziffer	Abscisse x Fufs	Ordinate y Fufs	$\triangle y$ Fufs	Gurtung g Fufs	Kurze Diagonale d' Fufs	Lange Diagonale d'' Fufs	tg γ	tg δ'	tg δ''	$\frac{1}{\cos \gamma}$	$\frac{1}{\cos \delta'}$	$\frac{1}{\cos \delta''}$
0	0	0	5,000	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	14	5,000	3,538	14,87	14,87	0	0,357	0,357	0	1,062	1,062	0
2	26	8,538	3,231	12,51	13,63	18,10	0,295	0,538	1,128	1,043	1,136	1,508
3	38	11,769	2,928	12,43	13,78	17,87	0,269	0,564	1,102	1,036	1,148	1,489
4	50	14,692	2,615	12,35	13,93	17,63	0,244	0,589	1,077	1,029	1,161	1,469
5	62	17,307	2,308	12,28	14,09	17,41	0,218	0,615	1,051	1,024	1,174	1,451
6	74	19,615	2,000	12,22	14,25	17,19	0,192	0,641	1,025	1,018	1,188	1,433
7	86	21,615	1,692	12,17	14,42	16,97	0,167	0,666	1,000	1,014	1,202	1,414
8	98	23,307	1,385	12,12	14,50	16,75	0,141	0,692	0,974	1,010	1,216	1,396
9	110	24,692	1,077	12,08	14,77	16,54	0,115	0,718	0,948	1,007	1,231	1,378
10	122	25,769	0,769	12,05	14,95	16,33	0,090	0,743	0,923	1,004	1,247	1,361
11	134	26,538	0,462	12,02	15,14	16,12	0,064	0,769	0,897	1,002	1,262	1,343
12	146	27,000	0,154	12,01	15,33	15,91	0,038	0,795	0,871	1,001	1,278	1,326
13	158	27,154	—	12,00	15,53	15,72	0,013	0,820	0,846	1,000	1,294	1,310

2. Belastungen und Auflagerreactionen der Träger.

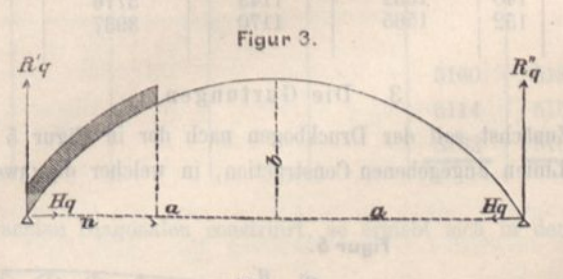
Ist p die constante, gleichmäfsig vertheilt angenommene Belastung (Eigengewicht) der Längeneinheit der Stützweite eines Bogenträgers mit der Spannweite $2a$ und Pfeilhöhe b, so ergiebt sich für jedes der beiden Auflager die Vertical-Componente R_p und die Horizontal-Componente H_p der Auflagerreaction aus den Gleichungen:

1) $$R_p = ap$$

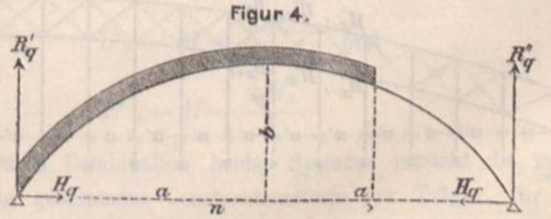
2) $$H_p = \frac{a^2 p}{2b}.$$

Ist dagegen q die überrollende, auf die Länge n der Fahrbahn gleichmäfsig vertheilt angenommene Belastung eines solchen Bogenträgers, bei welchem das Eigengewicht oder die constante Belastung vorläufig unberücksichtigt bleiben möge, so ist nach Figur 3 und 4

Figur 3.



Figur 4.



3) $R' = \frac{nq}{4a}(4a - n)$

4) $R''_q = \frac{n^2 q}{4a}$.

Diese 4 Gleichungen gelten für alle Constructionsformen des Bogenträgers. Die horizontalen Componenten der Auflagerreaction für überrollende Belastungen haben dagegen verschiedene Werthe für verschiedene Constructionssysteme.

Sind die beiden Hälften des Bogenträgers im Scheitelpunkte durch ein Charnier mit einander verbunden, so ergiebt sich,

5) wenn $n \overline{\overline{<}} a$, $H_q = \frac{n^2 q}{4b}$,

6) wenn $n \overline{\overline{>}} a$, $H_q = \frac{q}{4b}[n^2 - 2(n - a)^2]$.

Ist dagegen der Bogenträger im Scheitel nicht charnierartig construirt, sondern als ein zwischen den beiden Auflagern eingespannter elastischer Stab zu betrachten, so ergiebt sich der Werth von H_q aus der Gleichung

7) $H_q = q\frac{a}{c}\left[z^2 \frac{140 - 35z^2 + 7z^3 + c^2(56 - 70z^2 + 70z^3 - 28z^4 + 4z^5)}{448 + 128c^2}\right]$,

worin $c = \frac{b}{a}$ und $z = \frac{n}{a}$ zu setzen ist.

Letzere Gleichung ist bei Berechnung der Coblenzer Rheinbrücke zur Anwendung gekommen und in dem über diese Brücke von Hartwich veröffentlichten Werke speciell begründet worden.

Die beiden Werthe von H_q nach den Gleichungen 5 und 6, bezw. 7 sind als Grenzwerthe für die überhaupt vorkommenden Bogenconstructionen zu betrachten und daher im vorliegenden Falle der Sicherheit wegen bei Berechnung der Maximalspannungen der Constructionstheile entsprechend berücksichtigt worden.

Für den vorliegenden Fall ist nach Tabelle I zu setzen:

$$a = 158 \text{ Fufs}, \quad b = 27{,}_{154} \text{ Fufs}, \quad c = \frac{27{,}_{154}}{158} = 0{,}_{1718},$$

$$c^2 = 0{,}_{0295}, \quad \frac{a}{c} = 919{,}_{35}.$$

Ferner ist der Werth von p, oder das Gewicht eines Brückenträgers mit dem daran hängenden Gewichte der Fahrbahn nebst allem Zubehör und etwaiger Belastung durch Fufsgänger zu 25 Centner für einen Fufs, und der Werth von q, oder das Gewicht eines schwersten Eisenbahnzuges zu 20 Ctr. für einen Fufs durchschnittlich angenommen, und vorausgesetzt, dafs alle diese Lasten durch die Constructionstheile gleichmäfsig zur Hälfte auf den oberen Druck- und den unteren Zugbogen und mit dem vierten Theile auf jede der vier Gurtungen eines combinirten Bogenträgers übertragen werden.

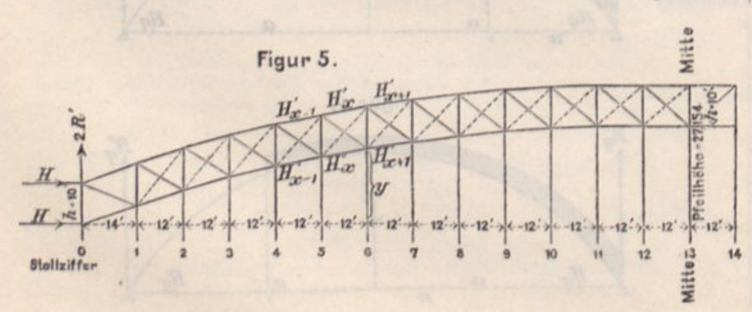
Endlich ist für jede Belastung die Summe von R_p und R_q durch R und von H_p und H_q durch H bezeichnet; deren Werthe für bestimmte Belastungen, bezw. für bestimmte Werthe der belasteten Länge n sind nach den vorstehenden Gleichungen 1 bis 7 für eine Bogengurtung berechnet und in der Tabelle II zusammengestellt. Die Länge n ist dabei so gewählt, dafs die Belastung sich stets bis zur Mitte zwischen zwei Stellziffern erstreckt. Die letzte belastete Stellziffer ist in der ersten Verticalspalte angegeben.

Tabelle II. Werthe der Auflagerreactionen einer Bogengurtung bei überrollender Maximalbelastung.

Belastung		Werthe von				Belastung		Werthe von			
bis einschl. Knotenpunkt	Länge n Fufs	R' nach Gleichung 3 Ctr.	R'' nach Gleichung 4 Ctr.	H nach Gleichung 5 u. 6 Ctr.	H nach Gleichung 7 Ctr.	bis einschl. Knotenpunkt	Länge n Fufs	R' nach Gleichung 3 Ctr.	R'' nach Gleichung 4 Ctr.	H nach Gleichung 5 u. 6 Ctr.	H nach Gleichung 7 Ctr.
0	0	988	988	2873	2873	13	164	1595	1200	4108	4090
1	20	1084	991	2892	2899	14	176	1622	1233	4270	4225
2	32	1139	996	2920	2938	15	188	1648	1267	4418	4358
3	44	1192	1003	2962	2990	16	200	1671	1304	4552	4486
4	56	1243	1012	3018	3055	17	212	1692	1343	4674	4606
5	68	1291	1024	3086	3130	18	224	1711	1384	4782	4719
6	80	1337	1038	3168	3222	19	236	1727	1428	4877	4823
7	92	1380	1055	3263	3324	20	248	1741	1474	4959	4914
8	104	1422	1073	3371	3440	21	260	1753	1522	5028	4993
9	116	1460	1095	3493	3561	22	272	1762	1573	5083	5060
10	128	1498	1117	3628	3687	23	284	1779	1626	5125	5113
11	140	1532	1143	3776	3820	24	296	1774	1681	5153	5146
12	152	1565	1170	3937	3955	25	316	1778	1778	5172	5172

3. Die Gurtungen.

Zunächst soll der Druckbogen nach der in Figur 5 durch volle Linien angegebenen Construction, in welcher durchweg nur einfache Diagonalen nach derselben Richtung angebracht sind, in Betrachtung gezogen werden.



Figur 5.

Für jede der beiden Gurtungen und für eine bestimmte Belastung mögen die Componenten der Auflagerreaction in Fig. 5 durch R' und H, die Summe aller verticalen Kräfte von 0 bis x durch V_x und das Moment von V_x in Bezug auf den Knotenpunkt x durch $V_x v$ bezeichnet werden. Ferner sollen bedeuten G'_x und G''_x die Spannungen der äufseren, bezw. inneren Gurtung im Intervall von $x - 1$ bis x, und H'_x, bezw. H''_x die Horizontal-Componenten dieser Spannungen.

Durch Gleichstellung der Momente für die Knotenpunkte der inneren Gurtung erhält man:

Tabelle III. Werthe von H' und H'', welche für die Construction der Gurtungen in Betracht kommen.

Belastung		Angabe des Intervalles nach den Stellziffern												
bis einschl. Knotenpunkt	Länge in Fufsen	0—1	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6	6—7	7—8	8—9	9—10	10—11	11—12	12—13
		26—25	25—24	24—23	23—22	22—21	21—20	20—19	19—18	18—17	17—16	16—15	15—14	14—13
		H' der äufseren Gurtung in Centnern (Druck)												
10	128			4634	4975	5216	5355	5393	5330	5166	4901	4535		
11	140			4702	5036	5278	5427	5485	5450	5322	5104	4793		
12	152			4743	5054	5284	5432	5497	5480	5381	5200	4937		
13	164			4755	5030	(5261) 5236	(5410) 5369	(5478) 5432	5423	5342	5189	4966		
14	176			4765	(5075) 5010	(5273) 5192	(5423) 5313	(5498) 5372	(5513) 5369	(5462) 5306	5181	4945		
15	188			4776	(5080) 4989	(5265) 5150	(5413) 5259	(5492) 5316	(5519) 5320	(5488) 5272	5171	5019		
16	200			4785	(5072) 4972	5114			(5497) 5276	(5482) 5243	(5416) 5164	(5306) 5042		
17	212			(4860) 4794	4956					5215	(5417) 5157	(5336) 5063	4931	
18	224			(4861) 4801	4940						(5390) 5152	(5333) 5081	(5245) 4981	4852
19	236			(4853) 4808								5096	(5248) 5024	4928
20	248			4813								5110	(5246) 5062	(5178) 4994
21	260			4818								5123	5094	(5188) 5050
22	272		4732 (4748)	4822								5132	5119	(5182) 5095
23	284		4746	4825								5138	5138	5128
24	296	(4718) 4718	(4764) 4760	4827								5144	5151	5152
25	316	(4725) 4725	(4761) 4761	4828								5146	5159	5164
		H'' der inneren Gurtung in Centnern (Druck)												
14	176										5662	5321		
15	188							6388	6268	6056	5753	5358		
16	200					6507	6548	6490	6331	6078	5714	5328		
17	212				6465	6580	6587	6487	6279	5964				
18	224		6003	6306	6496	6572	6532							
19	236	4874	6052	6314	6457									
20	248	4956	6060	6268										
21	260	5024	6029											
22	272	5079												
23	284	5122											5160	5133
24	296	5150											5114	5151
25	316	5166											5182	5167

$H'_x h = 2 V_x v - Hy - H(y - h)$ und hieraus, wenn $M_x = V_x v - Hy$ gesetzt wird,

$$8)\quad H'_x = H + \frac{2 M_x}{h},$$

$$9)\quad H''_x = H - \frac{2 M_{x-1}}{h}.$$

Ist der Träger dagegen von Stellziffer 1 ab mit einfachen, aber in entgegengesetzter Richtung nach den punktirten Linien angebrachten Diagonalen construirt, so ergiebt sich in derselben Weise

$$10)\quad H'_x = H + \frac{2 M_{x-1}}{h} \text{ und}$$

$$11)\quad H''_x = H - \frac{2 M_x}{h}.$$

Durch Combination beider Systeme entsteht die zur Anwendung gekommene Constructionsform der Träger, für welche

die Gurtungsspannungen die Mittelwerthe der Gleichungen 8 und 10, bezw. 9 und 11 sein müssen, also

$$12)\qquad H'_x = H + \frac{M_x + M_{x-1}}{h} \text{ und}$$

$$13)\qquad H''_x = H - \frac{M_x + M_{x-1}}{h}.$$

Nach den letzten beiden Gleichungen sind die bei der Construction überhaupt in Betracht kommenden Werthe von H'_x und H''_x zunächst für den nach den Gleichungen 5 und 6 ermittelten Werthen H berechnet, sodann ist untersucht, ob für den Werth von H nach Gleichung 7 sich höhere Spannungen der Gurtungen ergeben, zutreffenden Falles sind die bezüglichen Werthe mit ersteren verglichen und die höchsten Werthe festgesetzt.

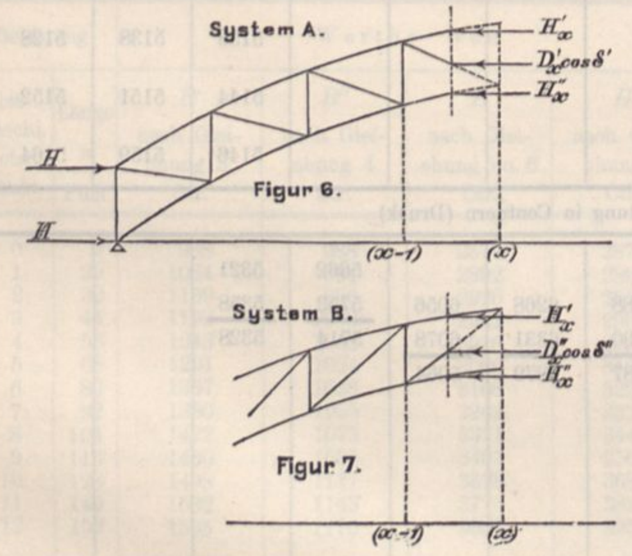
In Tabelle III sind erstere Werthe ohne Klammern eingetragen, letztere in Klammern über erstere gesetzt und endlich die hiernach ermittelten höchsten Werthe, welche als Grundlagen der Construction gedient haben, durch Unterstreichung ausgezeichnet.

Es hat sich hierbei herausgestellt, dafs für die äufsere Gurtung theils die ersten, theils die zweiten Werthe als höchste erscheinen, während für die innere Gurtung nur die ersten in Betracht kommen.

Alle Gurtungstheile werden nur auf Druck in Anspruch genommen.

4. Die Diagonalen.

Für die Berechnung der Diagonalen sind zunächst ebenfalls die im Vorstehenden bezeichneten Systeme in Betracht zu ziehen, wie solche in den Figuren 6 und 7 angegeben sind.



Figur 6.

Figur 7.

Bedeutet D_x die Spannung einer Diagonale, $D_x \cos \delta_x$ die horizontale Componente derselben, so ist die allgemeine Gleichung $H'_x + H''_x + D_x \cos \delta_x = 2\,H$.

Setzt man hierin die Werthe von H'_x und H''_x nach den Gleichungen 8 und 9 für System A, nach den Gleichungen 10 und 11 für System B und bezeichnet $M_{x+1} - M_x$ durch $\triangle M_x$, so erhält man:

$$14)\ \text{für System } A \text{ die Gleichung } D'_x \cos \delta'_x = -\frac{2 \triangle M_{x-1}}{h},$$

$$15)\ \text{„ „ } B \text{ „ „ } D''_x \cos \delta''_x = +\frac{2 \triangle M_{x-1}}{h}.$$

Der Werth von $D \cos \delta$ hat also für beide Systeme gleiche Gröfse, aber entgegengesetzte Vorzeichen, d. h. die Diagonalen desselben Intervalles, welche nach dem einen Systeme Zugspannung erleiden, werden nach dem anderen Systeme auf Druck in Anspruch genommen, und zwar wird auf Zug in Anspruch genommen die Strebe im Systeme A, wenn $\triangle M_{x-1} = M_x - M_{x-1}$ einen positiven Werth hat, die Strebe nach System B dagegen, wenn $\triangle M_{x-1}$ negativ ist.

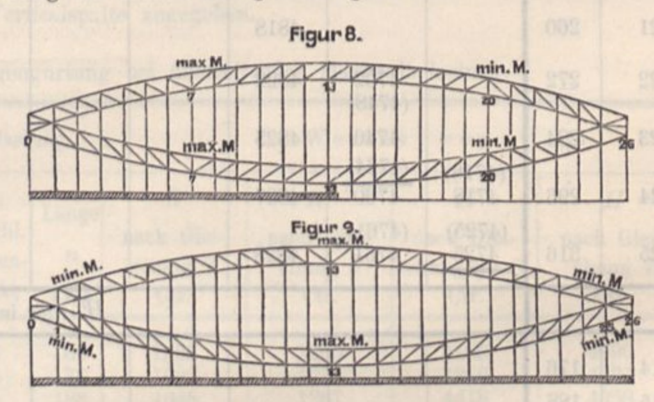
Werden die Diagonalen nach System A und B combinirt, so entsteht die im vorliegenden Falle angewendete Constructionsform, und es ergiebt sich die Gleichung

$$16)\qquad D'_x \cos \delta'_x = D''_x \cos \delta''_x = \mp \frac{\triangle M_{x-1}}{h}.$$

Alsdann wird in jedem Intervalle die eine Diagonale auf Zug, die andere auf Druck in Anspruch genommen, und da dies bei verschiedenen Belastungen wechselt, so mufs jede so construirt sein, dafs sie der Druckspannung mit Sicherheit zu widerstehen vermag.

Man kann aber auch die Bedingung stellen, dafs alle Diagonalen (mit Ausnahme derjenigen zwischen 0 bis 1 und 25 und 26) nur auf Zug in Anspruch genommen werden sollen. In diesem Falle werden die Diagonalen nach dem Systeme A zu construiren sein, so lange $\triangle M_x$ positiv ist, also der Werth von M_x zunimmt, während im entgegengesetzten Falle das System B anzuwenden ist. Die Grenzpunkte beider Systeme werden also durch die Maxima und Minima von M_x bezeichnet. Als Beispiele einer solchen Construction dienen die in Figur 8 und 9 dargestellten Träger mit Druck- und Zugbogen für Belastung der halben und ganzen Spannweite.

Figur 8.



Figur 9.

Damit aber der Träger einer überrollenden Belastung genüge, bei welcher die Maxima und Minima von M_x sich bedeutend verschieben, müssen auch in diesem Falle doppelte, sich kreuzende Diagonalen angewendet werden, von welchen aber in jedem Intervalle für eine bestimmte Belastung nur die eine auf Zug wirkt, die andere unthätig ist und erst bei einer anderen Belastung zur Wirksamkeit kommt.

Bei Vergleichung der Formeln 14 und 15 mit 16 ergiebt sich, dafs die Spannungen doppelter, auf Zug und Druck wirkender Diagonalen nur halb so grofs werden, als doppelter, nur auf Zug wirkender. Wenn sonach erstere Construction sich zu empfehlen scheint, so entsteht doch bei langen gedrückten Diagonalen immerhin die Gefahr, dafs sie bei besonderen Belastungen oder Stöfsen nachgeben oder sich verbiegen können, wodurch die Construction gefährdet werden würde. Deshalb erscheint es zweckmäfsig, die Diagonalen reichlich stark anzunehmen, wodurch das gesammte Eisengewicht überdies nicht wesentlich erhöht wird.

Im vorliegenden Falle sind die Diagonalen durch Winkeleisen hergestellt und in der Mitte mit einander vernietet, so

dafs sie auf Druck widerstandsfähig sind; zur gröfseren Sicherheit aber ist angenommen, dafs dieselben nur mit der Hälfte der im Allgemeinen zulässigen Anstrengung in Anspruch genommen werden sollen, mithin sowohl den Anforderungen für Gleichung 16, als denen für die Gleichungen 14 und 15 genügen und also volle Sicherheit gewähren. Wenn hiernach die Diagonalen stärker zu sein scheinen, als es die sichere Aussteifung der Bogenträger erfordert, so ist diese gröfsere Leistungsfähigkeit der Diagonalen nothwendig in Bezug auf die gleichmäfsige Uebertragung besonders schwerer Belastungen, wovon weiter unten die Rede sein wird.

5. Combination des Druck- und Zugbogens.

Für den Zugbogen ergeben sich in allen Intervallen der äufseren und inneren Gurtungen Zugspannungen von denselben Gröfsen, welche für die Druckspannungen der Druckbögen vorstehend nachgewiesen sind. Ebenso erleiden auch die Diagonalen dieselben Spannungen abwechselnd auf Druck und Zug, so dafs in dieser Beziehung der Zugbogen als Spiegelbild des Druckbogens betrachtet werden kann.

Im ersten und letzten Intervalle bildet die innere Gurtung jedes Bogens zugleich die Diagonale des anderen, und müssen also die Spannungen beider Constructionstheile addirt werden.

Unter Berücksichtigung des bisher Vorgetragenen ergeben sich nun die in Tabelle IV zusammengestellten Maximalwerthe für die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen des combinirten Bogenträgers.

Tabelle IV. Maximalspannungen der Gurtungen und Diagonalen in Centnern.

Intervall	Maximalspannungen in Centnern				Intervall	Bemerkungen.
	der äufseren Gurtungen G'	der inneren Gurtungen G''	der kürzeren Diagonalen D'	der längeren Diagonalen D''		
0—1	5018	5018	—	—	25—26	Die Gurtungen
1—2	4970	6321	285	378	24—25	des Druckbogens haben
2—3	5036	6542	225	292	23—24	nur Druck-
3—4	5228	6684	169	214	22—23	spannungen,
4—5	5411	6738	115	142	21—22	diejenigen d.
5—6	5530	6705	147	177	20—21	Zugbogens
6—7	5576	6580	179	210	19—20	nur Zugspan-
7—8	5575	6395	210	241	18—19	nungen. Die
8—9	5527	6115	208	268	17—18	Spannungen d.
9—10	5439	5776	265	289	16—17	Diagonalen
10—11	5347	5368	278	296	15—16	sind f. Druck u.
11—12	5254	5187	296	307	14—15	Zug berechn.
12—13	5188	5166	306	310	13—14	

6. Vergleichung der Querschnitte und Maximalspannungen.

Bei allen gedrückten Constructionstheilen ist angenommen, dafs die Nietlöcher eine Schwächung des Querschnittes nicht hervorbringen, weil ein sorgfältig eingezogener Niet das Nietloch vollständig ausfüllt. Bei den gezogenen Constructionstheilen hingegen sind die nach Abzug der Nietlöcher verbleibenden schwächsten Querschnitte als nutzbare Querschnitte in Betracht gezogen.

Tabelle V. Querschnitte der Gurtungen und Diagonalen in Quadratzollen.

Intervall von bis	Aeufsere Gurtungen			Innere Gurtungen			Kürzere Diagonalen			Längere Diagonalen		
	Voller Druckbogen-Querschnitt	Voller	Nutzbarer	Voller Druckbogen-Querschnitt	Voller	Nutzbarer	Voller	Nutzbarer	Anschlufs-Niete Querschnitt	Voller	Nutzbarer	Anschlufs-Niete Querschnitt
		Zugbogen-Querschnitt			Zugbogen-Querschnitt		Querschnitt			Querschnitt		
0—1	53,78	56,28	52,26	56,28	57,00	53,00	—	—	—	—	—	—
1—2	"	"	"	66,10	70,64	65,88	7,05	6,04	6,28	9,32	8,06	7,85
2—3	"	"	"	67,16	72,48	67,72	7,05	6,04	6,28	7,05	6,04	6,28
3—4	"	59,74	55,22	"	"	"	5,80	5,02	4,81	"	"	"
4—5	56,28	60,82	56,30	70,64	"	"	"	"	"	5,80	5,02	4,81
5—6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6—7	"	"	"	66,10	70,64	65,88	"	"	"	7,05	6,04	6,28
7—8	"	"	"	"	"	"	7,05	6,04	6,28	"	"	"
8—9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
9—10	"	"	"	59,74	64,28	59,76	"	"	"	"	"	"
10—11	53,78	"	"	57,24	59,74	55,22	"	"	"	7,58	6,58	"
11—12	"	57,36	53,34	53,78	56,28	52,26	7,58	6,58	"	"	"	"
12—13	53,78	56,28	52,26	53,78	56,28	52,26	7,58	6,58	6,28	7,58	6,58	6,28

Die zulässige gröfste Anstrengung des Eisens sowohl auf Druck als Zug ist zu 100 Centnern pro □Zoll (731 kg pro qcm) angenommen. Auch für die Inanspruchnahme des Nietquerschnittes gegen Abscheeren ist dasselbe Maafs beibehalten. In Bezug auf den Nietlochquerschnitt gilt dagegen, wie schon im Vorstehenden erwähnt worden, der Grundsatz, dafs derselbe pro □Zoll mit höchstens 150 Centnern oder mit etwa 1100 kg pro qcm in Anspruch genommen werden soll.

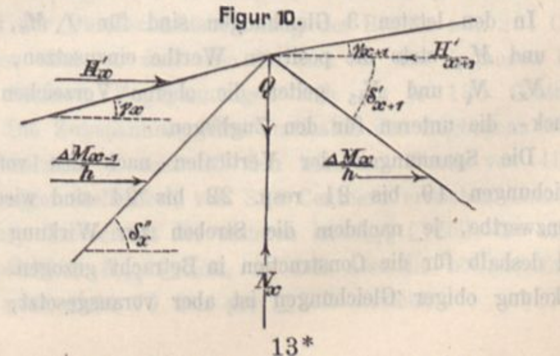
Die Tabelle V giebt die in Anwendung gekommenen Querschnitte der Gurtungen und Diagonalen, so wie der Anschlufsniete der letzteren in Quadratzollen an.

Die Vergleichung dieser Werthe mit den entsprechenden in Tabelle IV zeigt, dafs die Gurtungen pro □Zoll des in Betracht kommenden Querschnittes nirgends mit mehr als 100 Centnern, die Diagonalen und deren Anschlufsniete noch nicht mit 50 Centnern pro □Zoll angestrengt werden.

7. Die Verticalen.

Nachdem die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen bekannt sind, ergiebt sich die Spannung der Verticalen eines

Figur 10.



Bogens aus der Gleichgewichtsbedingung, dafs die Summe aller in irgend einem Knotenpunkte nach derselben Richtung angreifenden Kräfte gleich Null sein mufs.

Figur 10 zeigt die im Knotenpunkte x der oberen Druckbogengurtung eines Brückenträgers wirkenden Kräfte, wobei durch Q die im Knotenpunkte concentrirt anzunehmende Belastung einschliefslich des Eigengewichtes bezeichnet werden mag. Man erhält, wenn für die Spannungen der Diagonalen deren Werthe nach Gleichung 16 eingeführt werden, die allgemeine Gleichung für die Spannung der Verticalen:

$$17)\ N_x = Q + H'_{x+1}\,\mathrm{tg}\,\gamma_{x+1} - H'_x\,\mathrm{tg}\,\gamma_x + \frac{\triangle M_x\,\mathrm{tg}\,\delta'_{x+1} - \triangle M_{x-1}\,\mathrm{tg}\,\delta''_x}{h}.$$

Hierin ist zu setzen:

$$H'_{x+1} = H + \frac{M_{x+1} + M_x}{h} = H + \frac{2M_x + \triangle M_x}{h},$$

$$H'_x = H + \frac{M_x + M_{x-1}}{h} = H + \frac{2M_x - \triangle M_{x-1}}{h},$$

$$\mathrm{tg}\,\delta''_x - \mathrm{tg}\,\gamma_x = \frac{h}{\triangle x} \text{ (conf. Fig. 2)},$$

$$\mathrm{tg}\,\delta'_x + \mathrm{tg}\,\gamma_x = \frac{h}{\triangle x},$$ ferner wegen des Parabelbogens

$$\mathrm{tg}\,\gamma_{x+1} - \mathrm{tg}\,\gamma_x = -\frac{2b}{a^2}\triangle x,$$

und durch Substituirung dieser Werthe

$$18)\quad N_x = Q - \frac{2b\triangle x}{a^2}\left(H + \frac{2M_x}{h}\right) + \frac{\triangle M_x - \triangle M_{x-1}}{\triangle x}.$$

Nun ist ferner:

$$\triangle M_x - \triangle M_{x-1} = H(\triangle y_x - \triangle y_{x-1}) - Q\triangle x \text{ und}$$

$$\triangle y_x - \triangle y_{x-1} = (\mathrm{tg}\,\gamma_x - \mathrm{tg}\,\gamma_{x-1})\triangle x = -\frac{2b}{a^2}\triangle x,$$

und also durch Substitution

$$19)\qquad N_x = -\frac{4b\triangle x}{a^2}\frac{M_x}{h}.$$

Setzt man hierin die entsprechenden Zahlenwerthe ein, so wird nahezu

$$20)\qquad N_x = \mp 0{,}_{005} M_x,$$

worin das obere Vorzeichen für den Druckbogen, das untere für den Zugbogen gilt.

Für Stellziffer 1 und 25, wo nur eine Strebe angreift, gilt obige Gleichung nicht; man erhält jedoch auf demselben Wege

$$21)\quad N_1 = \pm 0{,}_{06} M_1 \text{ und } N_{25} = \pm 0{,}_{06} M_{25}.$$

Soll in jedem Knotenpunkte immer nur eine Zugdiagonale wirken, so erhält man auf demselben Wege die Gleichungen:

$$22)\quad N_x = \mp 0{,}_{005} M_x + \frac{\triangle M_{x-1} + \triangle M_x}{12}.$$

$$23)\quad N_1 = \pm 0{,}_{06} M_1 + \frac{\triangle M_1}{12}.$$

$$24)\quad N_{25} = \pm 0{,}_{06} M_{25} + \frac{\triangle M_{24}}{12}.$$

In den letzten 3 Gleichungen sind für $\triangle M_x$, $\triangle M_{x-1}$, M_1 und M_{24} stets die positiven Werthe einzusetzen, in Bezug auf N_x, N_1 und N_{25} gelten die oberen Vorzeichen für den Druck-, die unteren für den Zugbogen.

Die Spannungen der Verticalen nach den vorstehenden Gleichungen 19 bis 21 resp. 22 bis 24 sind wiederum die Grenzwerthe, je nachdem die Streben zur Wirkung kommen, und deshalb für die Construction in Betracht gezogen. Bei Entwickelung obiger Gleichungen ist aber vorausgesetzt, dafs alle Lasten gleichmäfsig auf die Knotenpunkte der 4 Bogengurtungen vertheilt sind, was zunächst nur für die Eigengewichte der eigentlichen Bögen zutrifft, während das Eigengewicht der Fahrbahn und die veränderliche Belastung derselben erst durch die Verticalen auf die Knotenpunkte der 4 Gurtungen übertragen werden müssen. Die Verticalen erleiden hierdurch Zugspannungen, welche zu den nach vorstehenden Gleichungen berechneten Spannungen N addirt werden müssen, um die wirklichen Spannungen derselben zu erhalten.

Das Eigengewicht der Fahrbahn beträgt nach speciellen Berechnungen für je 12 Fufs der Brückenbahn $107{,}_{56}$ Ctr. oder rund . . . . 108 Ctr.
die überrollende Belastung ist zu 20 Ctr. für einen Fufs angenommen, also für den Knotenpunkt zu 12 · 20 = ... 240 „
daher ganze Last für einen Knotenpunkt der Fahrbahn = ... 348 Ctr.

Diese Last wird von den Hängegittern der Fahrbahn nach oben hin übertragen, welche also die volle Belastung erleiden; dagegen übertragen die Verticalen des Zugbogens nur drei Viertel oder bei unbelasteter Fahrbahn 81 Ctr., bei belasteter 261 Ctr., die Verticalen zwischen beiden Bögen 54 bezw. 174 Ctr. und diejenigen des Druckbogens 27 bezw. 87 Ctr. nach oben. Diese Spannungen sind in Tabelle VI mit Z und die gesammten Spannungen durch $S = N + Z$ bezeichnet.

8. Concentrirte Belastungen.

Bei den bisherigen Berechnungen ist angenommen, dafs die gröfste überrollende Belastung für jeden Fufs der Brückenbahn durchschnittlich 20 Ctr. betrage. Dieses Gewicht ist als durchschnittliches Gewicht sehr reichlich bemessen, da z. B. ein Köln-Mindener Kohlenwagen mit einer Tragfähigkeit von 200 Centnern etwa 110 Ctr. Eigengewicht und eine Länge von 21 Fufs hat, so dafs ein solcher schwerster Lastzug für jeden Fufs nur etwa 15 Ctr. wiegt. Ein Schienenwagen mit einer Tragfähigkeit von 300 Ctr. hat etwa 133 Ctr. Eigengewicht und $29^3/_4$ Fufs Länge, also im beladenenen Zustande für einen Fufs ebenfalls etwa 15 Ctr. Gewicht. Wagen mit 20 Ctr. für den Fufs oder mit noch gröfserem Gewichte kommen nur vereinzelt, nicht aber in ganzen Zügen vor.

Ebenso ist das Eigengewicht mit 25 Ctr. für den Fufs sehr reichlich angenommen, da dasselbe, wie weiterhin nachgewiesen werden wird, noch nicht ganz 22 Ctr. für den Fufs beträgt. Die bisherigen Annahmen genügen also vollständig für diejenigen Constructionstheile, auf welche die Lasten erst durch Vermittelung anderer in möglichst gleichmäfsiger Vertheilung übertragen werden, namentlich also für die Bogengurtungen.

Dagegen können stellenweise bedeutend gröfsere Lasten vorkommen und müssen für diejenigen Constructionstheile berücksichtigt werden, welche dieselben unmittelbar übernehmen und auf die anderen übertragen sollen. Die gröfste Belastung würde durch eine dreiachsige Locomotive mit der nach den technischen Vereinbarungen des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen überhaupt noch zulässigen Belastung von 280 Centnern für eine Achse, also mit einem Gesammtgewichte von 840 Centnern hervorgebracht werden. Nimmt man die Länge einer solchen Locomotive nur zu 24 Fufs, die Entfernung der Achsen zu $4^1/_2$ Fufs an, so wird, wenn die mittleren Räder gerade über einem Querträger stehen, dieser mit 595 Centnern, jeder der beiden be-

Tabelle VI. Maximalspannungen der Verticalen in Centnern. Die positiven Vorzeichen bedeuten Druck-, die negativen Zug-Spannungen. Die Maxima sind unterstrichen.

x Stellziffer	n	N nach Gleichung 20—21	Z	$S=N+Z$	Stellziffer	n	N nach Gleichung 20—21	Z	$S=N+Z$	Stellziffer	n	N nach Gleichung 22—25	Z	$S=N+Z$	Stellziffer	n	N nach Gleichung 23—25	Z	$S=N+Z$
für den Druckbogen																			
1	25	—132	—87	—219	25	17	—315	—27	—342	1	8	+315	—87	+288	25	23	—203	—27	—230
2	8	— 26	„	—113	24	17	+ 43	„	+ 16	2	9	+351	—87	+264	24	23	+ 74	„	+ 47
3	9	— 37	„	—124	23	16	+ 52	„	+ 25	3	10	+255	„	+168	23	22	+ 88	„	+ 61
4	9	— 46	„	—133	22	16	+ 57	„	+ 30	4	11	+167	„	+ 80	22	21	+128	„	+101
5	9	— 51	„	—138	21	16	+ 60	„	+ 33	5	12	+ 87	—87	0	21	20	+172	„	+145
6	10	— 53	„	—140	20	15	+ 60	„	+ 33	6	6	+107	—27	+ 80	20	19	+217	„	+190
7	10	— 53	„	—140	19	15	+ 58	„	+ 31	7	7	+148	„	+121	19	18	+260	„	+233
8	10	— 50	„	—137	18	15	+ 53	„	+ 26	8	7	+192	„	+165	18	17	+299	„	+272
9	11	— 44	„	—131	17	14	+ 46	„	+ 19	9	8	+235	„	+208	17	16	+333	„	+306
10	11	— 36	„	—123	16	14	+ 37	„	+ 10	10	9	+275	„	+248	16	15	+358	„	+331
11	12	— 26	„	—113	15	13	+ 26	„	— 1	11	10	+312	„	+285	15	14	+373	„	+346
12	12	— 14	„	—101	14	13	+ 14	—27	— 13	12	11	+342	„	+315	14	13	+376	—27	+349
13	·	0	—87	— 87						13	12	+356	—27	+338					
für den Zugbogen																			
1	8	—110	—87	—197	25	17	+315	—27	+288	1 u. 25	25	—102	—261	—363					
2	8	+ 26	„	— 61	24	17	— 43	„	— 70	2 u. 24	25	+ 47	„	—214					
3	9	+ 37	„	— 50	23	16	— 52	„	— 79	3 u. 23	25	+ 43	„	—218					
4	9	+ 46	„	— 41	22	16	— 57	„	— 84	4 u. 22	25	+ 40	„	—221					
5	9	+ 51	„	— 36	21	16	— 60	„	— 87	5 u. 21	25	+ 36	„	—225					
6	10	+ 53	„	— 34	20	15	— 60	„	— 87	6 u. 20	25	+ 32	„	—229					
7	10	+ 53	„	— 34	19	15	— 58	„	— 85	7 u. 19	25	+ 28	„	—233					
8	10	+ 50	„	— 37	18	15	— 53	„	— 80	8 u. 18	25	+ 23	„	—238					
9	11	+ 44	„	— 43	17	14	— 46	„	— 73	9 u. 17	25	+ 19	„	—242					
10	11	+ 36	„	— 51	16	14	— 37	„	— 64	10 u. 16	25	+ 14	„	—247					
11	12	+ 26	„	— 61	15	13	— 26	„	— 53	11 u. 15	25	+ 10	„	—251					
12	12	+ 14	„	— 73	14	13	— 14	—27	— 41	12 u. 14	25	+ 5	„	—256					
13	·	0	—87	— 87						13	25	0	—261	—261					

nachbarten Querträger mit 122,5 Centnern belastet werden. Setzt man nun endlich den ganz absonderlichen Fall voraus, dafs mehrere solcher Locomotiven hinter einander ohne zwischenstehende Tender auf beiden Brückengeleisen an einander vorbeifahren, so würde die denkbar gröfste und ungünstigste Belastung entstehen und dabei jeder Träger abwechselnd mit 595 und 245 Centnern veränderlicher Belastung und aufserdem noch mit 108 Centnern des ruhenden Eigengewichtes, also mit 703 bezw. 353 Centnern im Ganzen belastet werden.

Die Hängegitter, an welchen die Quertäger der Fahrbahn befestigt sind, werden also in diesem Falle eine Zugspannung von 703 Centnern erleiden. Dieselben bestehen aus 4 Winkeleisen mit einem nutzbaren Querschnitt von je $2{,}_{19}$ □Zoll oder von $8{,}_{76}$ □Zoll im Ganzen, und werden also selbst im ungünstigsten Falle nur mit etwa 80 Centnern pro □Zoll in Anspruch genommen.

Diese Belastung soll nach oben gleichmäfsig auf die Knotenpunkte der 4 Gurtungen übertragen, also jeder Knotenpunkt mit 132 Centnern, und die Hängeeisen zwischen den Zug- und Druckbögen mit 264 Centnern belastet werden, zu welchem Zwecke die beiden in den unteren Knotenpunkten des Zugbogens an die meistbelasteten Hängegitter anschliefsenden Diagonalen je $87{,}_5$ Ctr. auf die beiden benachbarten Verticalen übertragen müssen. Da nach den bisherigen Berechnungen je eine dieser Diagonalen auf Druck, die andere auf Zug mit nur 50 Centnern pro □Zoll in Anspruch genommen wird und deren geringster nutzbarer Querschnitt etwa 5 □Zoll ist, so vermag jede eine zusätzliche Zugspannung von 125 Centnern zu übernehmen, so dafs beide zusammen mit Sicherheit die gleichmäfsige Vertheilung der ursprünglich so ungleichen Belastung bewirken werden.

Für die Verticalen des Zugbogens verbleibt dann noch die Last von 3 · 132 = 396 Centnern auf die Knotenpunkte der 3 oberen Gurtungen zu übertragen, während in Tabelle VI hierfür bei der Durchschnittsbelastung der Brücke nur 261 Ctr. angenommen sind, so dafs also die dort für den Zugbogen berechneten höchsten Zugspannungen sich um je 135 Centner erhöhen. Die Zugspannung der Verticalen des Zugbogens wird also bei Stellziffer 1 und 25 den höchsten Werth von 498, bei den übrigen Stellziffern von 396 Centnern erreichen können; der nutzbare Querschnitt der ersteren ist $8{,}_{76}$ □Zoll, bei allen andern Stellziffern $5{,}_{74}$ □Zoll, so dafs also die höchste Zugspannung noch nicht 70 Ctr. pro □Zoll erreicht.

Der volle Querschnitt der Hängeeisen zwischen beiden Bögen ist $3,_{31}$ □Zoll, der nutzbare Querschnitt $2,_{94}$ □Zoll, die Zugspannung bei concentrirten Belastungen erreicht höchstens 264 Ctr., also auf einen □Zoll 90 Ctr.

Die Verticalen des Druckbogens haben höchstens die Last von 132 Centnern nach der obersten Gurtung zu übertragen, also 105 Ctr. mehr, als in Tabelle VI bei den Maximalwerthen in Rechnung gestellt ist. Hierdurch ergiebt sich aber nur für Stellziffer 1 und 26 eine höhere Spannung, welche bis 474 Ctr. steigen kann. Alle Spannungen der Verticalen des Druckbogens bleiben jedoch unter denjenigen der Verticalen des Zugbogens. Da beide ganz gleiche Querschnitte haben, so genügen dieselben überall.

9) Die Fahrbahn.

Bei Berechnung der Fahrbahn ist wie im Abschnitt 8 die höchste concentrirte Belastung durch eine dreiachsige Locomotive mit einer Achsen-Entfernung von $4^1/_2$ Fufs und einem Gewicht von 140 Ctr. für jedes Rad berücksichtigt.

Die Querschwellen sind von Eichenholz, 8 Zoll breit, 9 Zoll hoch und ruhen in einem Abstande von 3 Fufs auf den Schwellenträgern. Die Schwellenträger sind 6 Fufs, die Schienen 4 Fufs 9 Zoll von einander entfernt, somit hat man

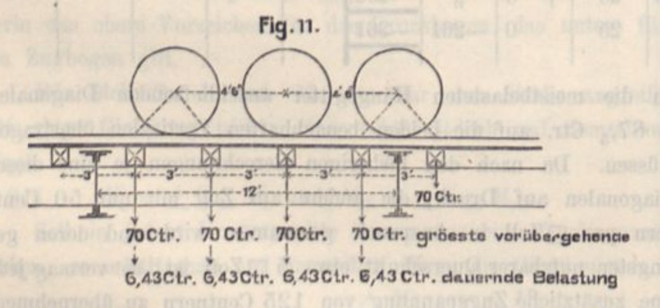
$$^1/_6 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot K = 140 \cdot \frac{(6-4^3/_4)\,12}{2} = 1050 \text{ Centner-Zoll,}$$

also die Spannung der äufsersten Faser K höchstens gleich $9,_{72}$ Ctr.

Die Belastung eines Schwellenträgers setzt sich zusammen aus einer constanten Belastung, welche auf $25,_{73}$ Ctr. berechnet und in den 4 Schwellenauflagerpunkten mit je $\frac{25,_{73}}{4} = 6,_{43}$ Ctr. wirkend anzunehmen ist, und aus dem überrollenden Gewichte einer schwersten Locomotive.

Die stärkste Inanspruchnahme eines Schwellenträgers tritt ein, wenn, wie Figur 11 zeigt, das vorderste Rad über einem Querträger, somit das mittlere über einer Schwelle steht.

Fig. 11.

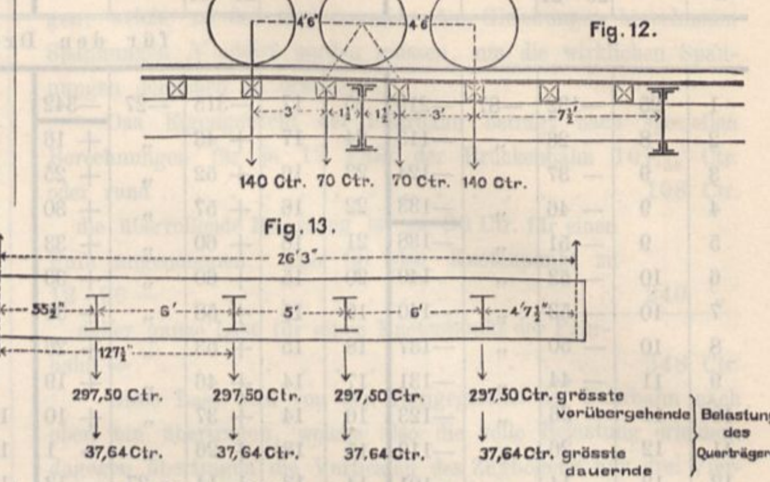


Das Biegungsmoment in der Mitte ist $7392,_{96}$ Centner-Zoll, das Trägheitsmoment des Schwellenträger-Querschnittes 670, seine Höhe 17 Zoll; daher $\frac{670}{8^1/_2} \cdot K = 7392,_{96}$, woraus $K = 93,_{79}$ Ctr. folgt. Die Befestigungsniete der Schwellenträger werden am stärksten belastet, wenn das mittlere Rad der Locomotive auf der Mitte des Schwellenträgers ruht, und zwar mit $^1/_2\,(420 + 25,_{7}) = 222,_{85}$ Ctr. Es sind dafür 6 Stück $^7/_8$zöllige Niete mit einem Querschnitt von $3,_{61}$ □Zoll vorgesehen.

Die dauernde Belastung eines Querträgers durch je zwei anschliefsende Schwellenträger nebst Zubehör ist zu $37,_{64}$ Ctr. berechnet. Die Maximal-Inanspruchnahme eines Querträgers findet statt, wenn zwei schwerste Locomotiven mit der mittleren Achse über dem Querträger stehen, wobei die stärkste vorübergehende Belastung für jeden der 4 Befestigungorte der Schwellenträger einem Gewichte von

$$2 \cdot \frac{70 \cdot 10^1/_2}{12} + \frac{140 \cdot 7^1/_2}{12} = 297,_{50} \text{ Ctr. entspricht.}$$

Die Figuren 12 und 13 zeigen diese Verhältnisse.



Das Maximal-Biegungsmoment wird:

$$M = (297,_{50} + 37,_{64}) \cdot (55^1/_2 + 127^1/_2) = 61330,_{62} \text{ Ctr.}$$

Das Trägheitsmoment des Querträger-Querschnittes ist 9289, die Höhe desselben 30 Zoll, daher

$$\frac{9289}{15} \cdot K = 61330,_{62}, \text{ woraus } K = 99,_{04} \text{ Ctr.}$$

Als Grundlage für den Horizontalverband der Fahrbahn ist angenommen, dafs die Brücke nach ihrer ganzen Länge mit zwei Eisenbahnzügen besetzt sei, wodurch mit Rücksicht auf die Fahrbahn selbst und diejenigen Theile des Zugbogens und der Verticalen, von welchen die Oberkante des Zuges überragt wird, eine dichte, im Mittel 20 Fufs hohe Wand gebildet werde, und dafs letztere einen höchsten Winddruck von 25 Pfund auf den □Fufs zu erleiden habe.

Danach ist die Belastung des gewählten einfachen Dreiecksystemes für jeden Knotenpunkt der Gurtung

$$12 \cdot 20 \cdot 25 = 6000 \text{ Pfund.}$$

Die den obigen Annahmen entsprechenden Spannungszahlen der Diagonalstäbe und Gurtungen so wie die angewendeten Querschnitte sind in der nachstehenden Tabelle VII zusammengestellt.

Der Gesammtdruck des Windes für jedes Ende der Fahrbahn, $13 \cdot 60 = 780$ Ctr., wird durch die angeordnete Endabsteifung mittelst der Gufskörper auf die Brückenpfeiler übertragen. Die hier vorgesehene Druck- und Gleitfläche hat einen Querschnitt von $3^1/_2 \cdot 11 = 38,_{5}$ □Zoll, so dafs der □Zoll mit nur $\frac{780}{38,_{5}} = 20,_{3}$ Ctr. geprefst wird. Die gedrückte Querschnittsfläche der 4 zur Wirkung kommenden Winkeleisen der Endabsteifung hat $4 \cdot 3,_{525} = 14,_{1}$ □Zoll, so dafs der □Zoll mit einer Pressung von $\frac{780}{14,_{1}} = 55,_{3}$ Ctr. in Anspruch genommen wird.

Für den Horizontalverband des Druckbogens ist angenommen, dafs derselbe, als volle Fläche gerechnet, einem Winddruck von 25 Pfund auf den □Fufs müsse widerstehen können. Es ergiebt sich daraus für jedes der beiden angeordneten Gitter eine Belastung von $\frac{11^1/_2 \cdot 12 \cdot 25}{2} = 1725$ Pfd. oder rund $17^1/_2$

VII. Tabelle der Spannungen und Querschnitte der Horizontalgitter.

Intervall	Horizontalgitter der Fahrbahn								Horizontalgitter der Druckbogen				
	Gurtungs-Spannungen	Querschnitt der Gurtungen		Spannung der Diagonalen	der doppelten Flachstäbe				der einfachen Flachstäbe				
		voller	nutzbarer		Breite	Dicke	voller Querschnitt	nutzbarer Querschnitt	Spannung	Breite	Dicke	voller Querschnitt	nutzbarer Querschnitt
	Centner	□"	□"	Centner	Zoll	Zoll	□"	□"	Centner	Zoll	Zoll	□"	□"
0—1	248	$11,_{80}$	$10,_{05}$	790	$6^1/_4$	$^3/_4$	$4,_{69}$	$4,_{04}$	252	$4^1/_2$	$^3/_4$	$3,_{37}$	$2,_{60}$
1—2	544	"	"	751	"	"	"	"	223	"	"	"	"
2—3	814	"	"	685	$5^3/_4$	$^3/_4$	$4,_{31}$	$3,_{56}$	204	$4^1/_2$	$^5/_8$	$2,_{81}$	$2,_{19}$
3—4	1058	$13,_{05}$	$11,_{18}$	620	$5^1/_2$	$^3/_4$	$4,_{13}$	$3,_{37}$	184	4	$^5/_8$	$2,_{50}$	$1,_{87}$
4—5	1276	$15,_{05}$	$12,_{85}$	555	5	$^3/_4$	$3,_{75}$	$3,_{09}$	165	"	"	"	"
5—6	1469	$17,_{32}$	$14,_{91}$	490	$4^1/_2$	$^3/_4$	$3,_{37}$	$2,_{72}$	145	4	$^1/_2$	$2,_{00}$	$1,_{56}$
6—7	1636	$21,_{32}$	$18,_{25}$	424	$4^1/_2$	$^5/_8$	$2,_{81}$	$2,_{27}$	126	$3^1/_2$	$^1/_2$	$1,_{75}$	$1,_{31}$
7—8	1778	"	"	359	4	$^5/_8$	$2,_{50}$	$1,_{95}$	107	"	"	"	"
8—9	1894	$23,_{32}$	$19,_{92}$	294	4	$^1/_2$	$2,_{00}$	$1,_{56}$	87	3	$^1/_2$	$1,_{50}$	$1,_{06}$
9—10	1984	"	"	228	$3^1/_2$	$^1/_2$	$1,_{75}$	$1,_{31}$	68	"	"	"	"
10—11	2048	$25,_{32}$	$21,_{59}$	163	"	"	"	"	49	"	"	"	"
11—12	2086	"	"	98	"	"	"	"	29	"	"	"	"
12—13	2099	"	"	33	"	"	"	"	10	"	"	"	"

Ctr. für jeden Knotenpunkt des einfachen Dreiecksystemes. — Die dieser Annahme entsprechenden Spannungen und Querschnitte sind ebenfalls in Tabelle VII zusammengestellt.

Die Maximalpressung der Quergitter ist $227^1/_2$ Ctr., wofür der Querschnitt eines der angewendeten Winkeleisen von $2,_9$ □ Zoll mit Rücksicht auf die angeordnete Querabsteifung vollständig genügend ist.

Der auf den Druckbogen einwirkende Winddruck, welcher durch die in den Endauflagern der Brückenträger durch deren Eigengewicht erzeugten Reibungswiderstände aufgenommen werden mufs, beträgt im Ganzen $26 \cdot 35 = 910$ Ctr.

Das zur Wirkung kommende Eigengewicht ist nach specieller Gewichtsberechnung 13756 Ctr.

Wird der Reibungscoëfficient zu $0,_1$ angenommen, so betragen die Reibungswiderstände $1375,_6$ Ctr.; sie sind demnach überwiegend gröfser.

Die dem unteren Horizontalgitter entsprechende Seitenpressung von $227^1/_2$ Ctr. wird durch Vermittelung des unteren Quergitters bei Stellziffer 0 unmittelbar von den beiden Endauflagern eines Brückenträger-Endes aufgenommen. Für die Uebertragung auf die Endauflager der gleichen Seitenpressung, welche der Wirkung des oberen Horizontalgitters entspricht, ist zwischen den Verticalsteifen und Quergittern bei Stellziffer 0 ein aus einem Doppel-**T**-Eisen gebildetes Kreuzband angeordnet, für welches eine Zugspannung von $241^1/_3$ Ctr. sich ergiebt, so dafs der $2,_{87}$ □ Zoll enthaltende nutzbare Querschnitt des Doppel-**T**-Eisens mit höchstens $\frac{241^1/_3}{2 \cdot 87} = 84,_{09}$ Ctr. auf den □ Zoll beansprucht wird.

10. Die Auflager.

Das Maximalgewicht eines belasteten Brückenträgers (Eigengewicht und gröfste zufällige Belastung) ist zu $316\ (25 + 20) = 14220$ Ctr. sehr reichlich bemessen, wovon auf jedes der Endauflager der Träger die Hälfte mit 7110 Ctr. entfällt. Hiervon geht diejenige Belastung im Endfelde der Fahrbahn ab, welche unmittelbar auf den Brückenpfeiler übertragen wird, so dafs für den End-Auflagerdruck der Bogenträger $7110 - 165 = 6945$ Ctr. verbleiben.

Die Druckfläche der Verticalsteife des Bogenträgers, welche diesen Druck auf das obere Sattelstück des Endauflagers zu übertragen hat, enthält:

$8 \cdot 6,_{25} + 2 \cdot 8^1/_2 \cdot {}^1/_2 + 3 \cdot 12 \cdot 1 + 2 \cdot 12 \cdot {}^{11}/_{16} = 111$ □ Zoll;

demnach ist die gröfste Pressung der Druckfläche auf den □ Zoll = 63 Ctr.

Beim Druckcylinder kann wegen der genau abgedrehten Berührungsflächen desselben und der Sattelstücke mit Sicherheit mindestens der vierte Theil des Cylinderumfanges als Druckfläche angenommen werden.

Dies ist $^1/_4 \cdot 25,_{133} \cdot 29 =$ . . . . $182,_{214}$ □ Zoll, demnach gröfste Pressung auf den □ Zoll = 38 Ctr.

Die schmiedeeisernen Prefstheile haben eine Druckfläche von $6 \cdot 2 \cdot 18 =$ . . . . 216 □ Zoll, also gröfste Pressung auf den □ Zoll = 32 Ctr.

Der gerippte Druckkörper hat den geringsten Querschnitt unter der oberen horizontalen Rippe mit $27 \cdot 2 + 12 \cdot 8 \cdot 2 =$ . . . . 246 □ Zoll, also gröfste Pressung auf den □ Zoll = 29 Ctr.

Die Drucklinie der 6 Gufsstahlwalzen ist $6 \cdot 27 = 162$ Zoll, also die gröfste Pressung für 1 Zoll der Drucklinie 43 Ctr.

Die Fläche der Grundplatte ist $= 60 \cdot 33 = 1980$ □ Zoll, also gröfste Pressung auf den □ Zoll Druckfläche des Steines und der Cementfuge = $3,_5$ Ctr.

Die gröfste Beanspruchung der Fahrbahn-Auflager durch Eigengewicht und gröfste zufällige Belastung ist nach specieller Berechnung zu 1280 Ctr. anzunehmen.

Die Druckfläche der Gleitstücke ist $4 \cdot 6 \cdot 8 = 192$ □ Zoll, demnach Pressung auf den □ Zoll = $6,_7$ Ctr.

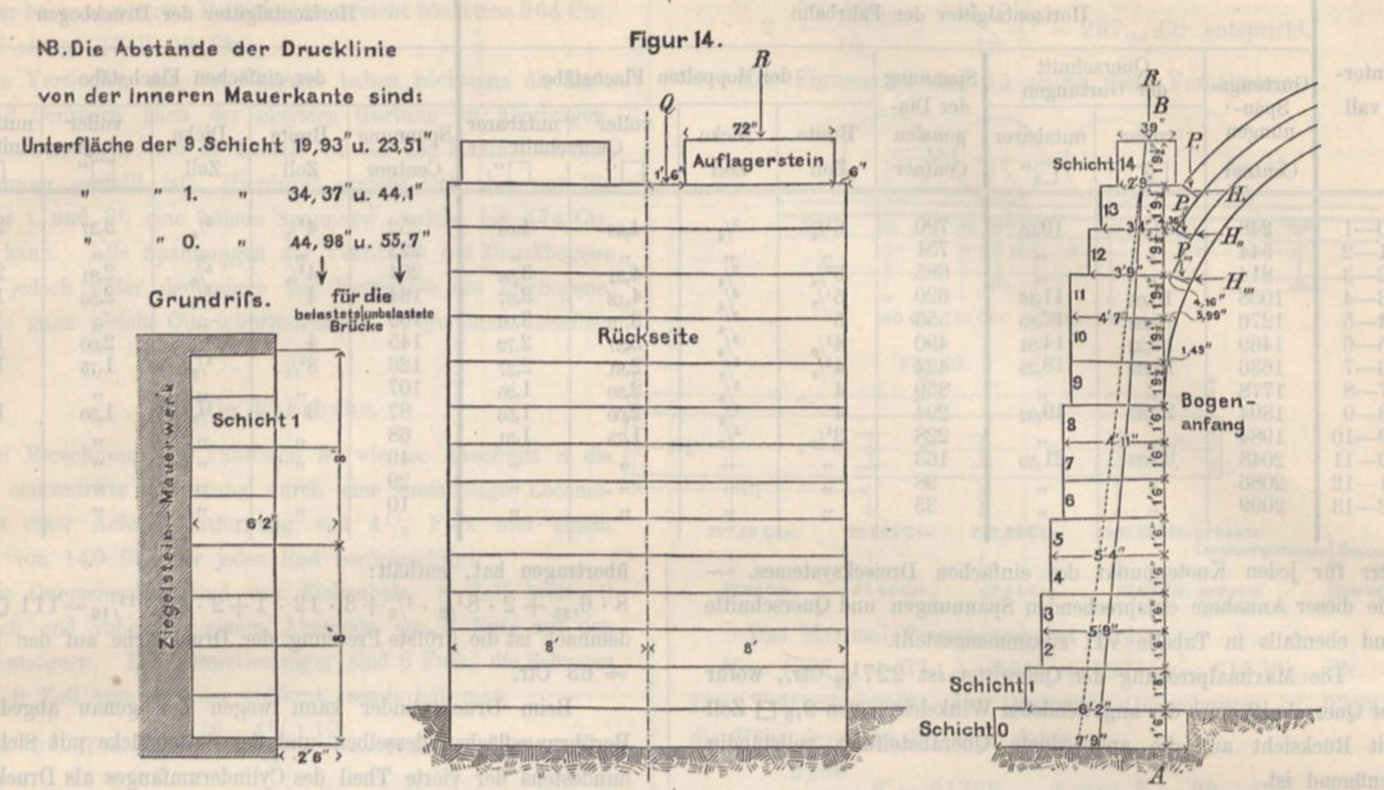
Die Lagerplatten bieten der Steinunterlage des Pfeilers eine Fläche von $4 \cdot 15 \cdot 15$ = ... 900 □ Zoll, demnach gröfste Pressung auf den □ Zoll = $1,_{42}$ Ctr.

Alle vorstehend nachgewiesenen Inanspruchnahmen des Materiales in den Auflagern bleiben überall innerhalb der Grenzen der vollsten Sicherheit.

11. Die Portalpfeiler.

Die Auflager der Brückenträger ruhen auf massiven Pfeilern, welche durch halbkreisförmige Bögen zu Portalen von 24 Fufs ($7,_{53}$ m) lichter Weite verbunden sind. Das Mauerwerk besteht im Allgemeinen aus festgebrannten Ziegelsteinen; zur Aufnahme der Auflagerpressungen dienen zunächst unter den Auflagerplatten Steine von Basaltlava, welche eine ausgezeich-

nete Festigkeit besitzen, und sodann sind, wie Figur 14 zeigt, zur Uebertragung des Druckes auf die eigentlichen Brückenpfeiler Sandsteinquadern angewendet, welche aus sehr festem tragfähigen Material genommen und mit gröfster Sorgfalt in Cement vermauert sind.



Der Stützpfeiler ist im Ganzen 16 Fufs lang, hat also für ein Auflager eine Länge von 8 Fufs in der Richtung der Brücke und wird von dem Drucke der belasteten Brücke mit 6945 Ctr., von dem der leeren Brücke mit etwa 3915 Ctr. und aufserdem von dem Gewichte und dem Horizontalschube des Portalbogens in Anspruch genommen.

Der Portalbogen ist in 3 Ringen von Ziegelsteinen gewölbt, und wenn man die darauf ruhende Last auf jeden Ring gleichmäfsig vertheilt annimmt, so übt nach specieller Berechnung jeder derselben im Auflager einen lothrechten Druck von 321 Ctr. aus, dessen Mittellinie $9,_5$ Zoll gegen die Linie AB vorspringt. Die Horizontalpressungen H_1, H_{11} und H_{111} und deren senkrechte Abstände von dem Bogenanfange haben sich folgendermaafsen ergeben:

$H_1 = 318$ Ctr., liegt $104,_8$ Zoll,
$H_{11} = 282$ „ desgl. $83,_5$ „ und
$H_{111} = 247$ „ desgl. $62,_6$ „ über dem Bogenanfang.

Aufser diesen Kräften kommt noch das Eigengewicht des Stützpfeilers in Betracht, welches für die verschiedenen Schichten zugleich mit dem Abstande des Schwerpunktes von der Linie AB und dem Momente hiervon in der beistehenden Tabelle angegeben ist.

Schicht	Gewicht Centner	Hebelsarm zur Linie AB	Momente
14	52	$13^1/_2$ Zoll	702,00
13	90	$14^3/_4$ „	1327,50
12	95	$18^1/_4$ „	1733,75
11	115	23 „	2645,00
10	105	$25^3/_4$ „	2703,75
9	99	$27^1/_4$ „	2697,75
6—8	264	$29^1/_2$ „	7788,00
4 u. 5	192	32 „	6144,00
2 u. 3	208	$34^1/_2$ „	7176,00
1	124	37 „	4588,00
0	134	33 „	4422,00
Summa	1478		30118,00

Mit Hilfe dieser Werthe ist die Mittellinie des Druckes sämmtlicher Kräfte berechnet worden. Bezeichnet y den Abstand der Drucklinie von der inneren Mauerkante irgend einer Lagerfuge, ΣM die Summe aller Kräftemomente, ΣV die Summe aller verticalen Kräfte, so ist $y = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$.

Nach dieser Formel ergiebt sich die in Figur 14 mit voller Linie ausgezogene Drucklinie für den voll belasteten Träger, sowie die punktirte Drucklinie für die unbelastete Brücke. Beide Drucklinien bleiben in ihrem ganzen Verlauf im inneren Drittel der Pfeilerstärke und fallen im Auflager genau, in der Grundfläche der untersten Quaderschicht sehr nahe mit der Mittellinie des Stützpfeilers zusammen. Es wird daher die Annahme nicht unberechtigt sein, dafs je die Hälfte aller Verticalpressungen sich nach beiden Seiten der Druckmittellinie gleichmäfsig auf die Lagerfugen vertheile. Unter dieser Annahme berechnet sich die durchschnittliche Pressung für die belastete Brücke auf den □Zoll des Stützpfeilers zwischen der Drucklinie und der inneren Mauerkante:

a. für die Grundfläche der 14ten Schicht, der eigentlichen Auflagersteine, bei 72 Zoll Länge und 39 Zoll Breite, mit $\frac{6945+52}{72 \cdot 39} = 2,_{49}$ Ctr.;

b. für die Grundfläche der 9ten Schicht, bei 96 Zoll Länge und $19,_{93}$ Zoll Abstand der Drucklinie von der inneren Mauerkante, mit $\frac{3464}{2 \cdot 96 \cdot 19,_{93}} = 2,_{34}$ Ctr.;

c. für die Grundfläche der 1ten Schicht mit 96 Zoll Länge und $34,_{37}$ Zoll Abstand der Drucklinie von der inneren Mauerkante, mit $\frac{9252}{2 \cdot 96 \cdot 34,_{37}} = 1,_{40}$ Ctr.;

d. für die Grundfläche des Stützpfeilers, mit 96 Zoll Länge, und $44,_{98}$ Zoll Abstand der Drucklinie von der inneren Mauerkante, mit $\frac{9386}{2 \cdot 96 \cdot 44,_{98}} = 1,_{09}$ Ctr.

Die im Vorstehenden gemachte Annahme bezüglich der Druckvertheilung hat zwar eine gewisse Berechtigung, kann aber dennoch angegriffen werden, weshalb hier noch eine andere Berechnung gemacht werden soll, welche höhere Pressungen für die innere Mauerkante des Portales ergiebt.

Es werde angenommen, dafs das Material des Pfeilers unter der Belastung eine elastische Zusammendrückung in solcher Weise erleide, dafs jede Lagerfuge eine ebene Fläche verbleibe.

Bezeichnet nun für eine Lagerfuge von der Breite b und der Tiefe a

v_0 die Gröfse der Zusammendrückung an der inneren Pfeilerkante und

p_0 die Pressung daselbst,

v die Gröfse der Zusammendrückung in der Entfernung z von der inneren Kante und

p die Pressung daselbst,

so ist bei der Annahme, dafs die gedrückte Lagerfuge eine ebene Fläche bleibe,

$v = v_0 - cz$, worin c eine Constante, und

$$p : p_0 = v : v_0, \text{ also } p = p_0 - \frac{cp_0}{v_0} z.$$

Es ergeben nun die beiden Gleichgewichtsbedingungen, dafs die Summe sämmtlicher Verticalkräfte ΣV gleich der Summe sämmtlicher Pressungen der Lagerfuge und dafs die Summe der Momente sämmtlicher äufseren Kräfte in Bezug auf die Pfeilerkante ΣM gleich sei der entsprechenden Momentensumme der Pressungen der Lagerfuge, also

$$\Sigma V = \int_0^a bp\,dz = b\int_0^a \left(p_0 - \frac{cp_0}{v_0} z\right) dz = b\left(p_0 a - \frac{cp_0}{v_0}\frac{a^2}{2}\right) \text{ und}$$

$$\Sigma M = \int_0^a bpz\,dz = b\int_0^a \left(p_0 - \frac{cp_0}{v_0} z\right) z\,dz = b\left(p_0 \frac{a^2}{2} - \frac{cp_0}{v_0}\frac{a^3}{3}\right),$$

woraus $$p_0 = \frac{4a\,\Sigma V - 6\,\Sigma M}{a^2 b}.$$

Bezeichnet nun wieder für die betreffende Lagerfuge y die Entfernung der Drucklinie von der inneren Pfeilerkante, so ist $\Sigma M = y\,\Sigma V$, also wird

$$p_0 = \frac{4a - 6y}{a^2 b}\Sigma V.$$

In derselben Weise erhält man die Pressung an der hinteren Kante der Lagerfuge

$$p_1 = \frac{6y - 2a}{a^2 b}\Sigma V \text{ und } \frac{p_0 + p_1}{2} = \frac{\Sigma V}{ab}.$$

Die nach diesen Gleichungen berechneten Werthe von p_0 und p_1 sind folgende:

a. für die Grundfläche der 14ten Schicht, der eigentlichen Auflagersteine, ist $p_0 = p_1 = 2,_{49}$ Ctr.;

b. für die Grundfläche der 9ten Schicht $p_0 = 2,_{92}$, $p_1 = 0,_{28}$ Ctr.;

c. „ „ „ „ 1ten „ $p_0 = 1,_{58}$, $p_1 = 1,_{02}$ „

d. „ „ „ „ untersten Schicht $p_0 = 1,_{15}$ und $p_1 = 0,_{95}$ Ctr.

Letztere Pressungen der inneren Mauerkante sind zum Theil erheblich gröfser als die früher berechneten. Beide Werthe können als die Grenzwerthe betrachtet werden, und beweisen, dafs abgesehen von der Pressung der Steine und der Cementfuge unmittelbar unter den Auflagerplatten, welche nach dem vorhergehenden Abschnitte zu $3,_{50}$ Ctr. auf den □Zoll berechnet ist, die gröfste Pressung unter den Auflagersteinen $2,_{49}$ Ctr. beträgt und dann allmälig abnimmt, so dafs die Unterkante der untersten Sandsteinschicht die ganze Last nur mit etwa 1 Ctr. Pressung auf das eigentliche Pfeilermauerwerk überträgt. Diese Pressungen der Steine sind für ausgesuchtes Material und gute Arbeit aufserordentlich geringe und können zu irgend einem Bedenken keine Veranlassung geben. Als Beispiel mag hier hervorgehoben werden, dafs die Auflagersteine der Coblenzer Rheinbrücke bis zu $8,_{65}$ Ctr. und der Kölner Rheinbrücke bis zu $7,_4$ Ctr. auf den □Zoll gedrückt werden.

Der Frage über die Sicherheit der Stützpfeiler ist hier deswegen eine so eingehende Behandlung zugewendet, weil die Befürchtung ausgesprochen worden ist, dafs die Portalpfeiler der gewaltigen Belastung nicht mit voller Sicherheit widerstehen würden und deshalb statt derselben eiserne Pfeiler angewendet werden müfsten. Vorstehende Berechnungen, so wie die bisherige innerhalb 8 Jahre des sehr lebhaften Eisenbahnbetriebes gewonnene Erfahrung beweisen aber die volle Sicherheit der Construction nicht nur in dieser, sondern auch in jeder anderen Beziehung. Die Brücken liegen sowohl bei den heftigsten Stürmen, als auch wenn die schwersten Eisenbahnzüge darüber gehen, sehr ruhig, die einzelnen Theile vibriren dabei in kaum merkbarer Weise, und unter dem Einflusse der wechselnden Temperatur bewegen sich die Trägerenden auf den beweglichen Auflagern sehr regelmäfsig.

Vor Eröffnung des Betriebes haben Probebelastungen der Brücken statt gefunden. Hierzu wurden Kohlenwagen mit einer Tragfähigkeit von je 200 Ctr. verwendet und so belastet, dafs jede Achse einschl. des Eigengewichtes einen Druck von 175 Ctr. ausübte; die Länge der Wagen zwischen den Buffern betrug $6,_{70}$ m und also die durchschnittliche Belastung des Zuges für einen Meter = $52,_3$ Ctr. ($16,_4$ Ctr. für einen Fufs). Vor dem Zuge befanden sich 2 Locomotiven nebst Tendern, welche auf einen Meter durchschnittlich $65,_5$ Ctr. (auf einen Fufs $20,_6$ Ctr.) Druck ausübten.

Als beide Geleise gleichmäfsig mit solchen Zügen, den schwersten in der Praxis überhaupt vorkommenden, belastet waren, wurden die Durchbiegungen der Brücken in der Mitte der Spannweiten mindestens zu $21\frac{1}{2}$ mm, höchstens zu $24\frac{1}{2}$ mm, im Mittel zu $23,_1$ mm gemessen. Als ferner der Belastungszug mit mäfsiger Geschwindigkeit ein Brückengeleise durchfuhr, senkte sich dasselbe um 19 mm, das unbelastete Geleis um 7 mm. —

Endlich soll hier noch eine kleine Beschädigung erwähnt werden, welche die Brücke bei Hamburg kurz nach ihrer Fertigstellung betroffen hat und die von gewissem Interesse sein dürfte. Die Brücken bei Hamburg und Harburg sollten in ähnlicher Weise wie die Brücke bei Köln mit Blitzableitern versehen werden; bevor dies aber geschehen war, traf im Juli 1873 ein Blitzstrahl eine Flaggenstange des Hamburger Portales, zersplitterte dieselbe, beschädigte auch die Asphaltabdeckung des Portales, war dann aber spurlos und ohne irgend eine weitere Beschädigung erzeugt zu haben, verschwunden. Dieses Ereignifs gab Veranlassung, sofort die End- und Mittel-Portale mit Auffangestangen und Ableitungen zu versehen und letztere auch an jedem eisernen Ueberbaue anzubringen. Seitdem ist an diesen Brücken keine Spur eines Blitzstrahles mehr wahrgenommen worden.

VII. Baukosten.

Die Bezahlung aller eisernen Ueberbrückungen hat auf Grund specieller Gewichtsberechnungen stattgefunden, welche nach den durch die Zeichnungen bestimmten reinen Abmessungen aufgestellt worden waren.

Hierbei sind folgende Gewichtseinheiten in Pfunden (1 Pfund = 0,5 kg) angenommen:

	Pfund
Stabeisen von 1 □Zoll Querschnitt, der lfde Fufs .	$3^1/_2$
Platten von 1 Zoll Dicke, der □Fufs	40
Platten 18″ breit, $^1/_2$″ dick, der lfde Fufs . . .	30
Gufseisen, der Cubikzoll	0,259
Gufsstahl, der Cubikzoll	0,28

	Schenkel Breite ″	″	Dicke ″	Voller Querschnitt □″	Gewicht in Pfunden
Winkeleisen Nr. 1, d. lfd. Fufs	$5^3/_4$	4	$^{11}/_{16}$	6,25	20,833
„ „ 2, „ „	$4^3/_4$	4	$^5/_8$	5,12	17,067
„ „ 3, „ „	4	4	$^5/_8$	4,66	15,533
„ „ 4, „ „	4	4	$^1/_2$	3,795	12,65
„ „ 5, „ „	4	$3^1/_2$	$^1/_2$	3,525	11,75
„ „ 6, „ „	4	3	$^7/_{16}$	2,9	9,667
„ „ 7, „ „	$3^3/_8$	3	$^7/_{16}$	2,625	8,75
„ „ 8, „ „	$3^1/_8$	$2^7/_8$	$^{15}/_{32}$	2,59	8,633
Deckwinkeleisen . . „ 9, „ „	4,66	2,91	$^5/_8$	4,179	13,93
Deckwinkeleisen . . „ 10, „ „	3,22	$1^5/_8$	$^1/_2$	2,847	9,49
T-Eisen . . . . . „ „	.	.	.	3,635	12,117
I-Eisen . . . . . „ „	.	.	.	3,312	11,04
U-Eisen . . . . . „ „	8	3	$^3/_8$	4,978	16,593

	Pfund.
Das Gewicht beider Nietköpfe eines Nietes von 1″ Durchmesser	0,4
„ „ „ „ „ „ „ $^7/_8$″ „	0,3
„ „ „ „ „ „ „ $^3/_4$″ „	0,2
„ „ „ „ „ „ „ $^5/_8$″ „	0,1

Schraubenbolzen. Ist a (in Zollen) die Länge eines Schraubenbolzenschaftes von Kopf bis Ende, d sein Durchmesser, so ist für den Inhalt des Schraubenbolzens (einschliefslich des Kopfes und der Mutter) angenommen

$$(a + 5d) \cdot \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \text{ cub.}''$$

Für eine grofse Spannweite ist das Gewicht der einzelnen Trägertheile in folgender Weise ermittelt worden:

I. Die Brückenträger.

	im Einzelnen Pfund.	im Ganzen Pfund
1) Der Druckbogen.		
Die Gurtungsplatten	102288	
Stofs- und Anschlufsplatten . .	25819	
Winkeleisen und Deckwinkel . .	160515	
Flachstäbe und Futterstücke . .	6003	
Verticalsteifen	11354	
Quergitter	33849	
Horizontalverband	35634	
Nietköpfe	8656	
zusammen		384118
2) Der Zugbogen.		
Die Gurtungsplatte	101955	
Stofs- und Anschlufsplatten . .	33298	
Winkeleisen und Deckwinkel . .	171761	
Flachstäbe und Futterstücke . .	7236	
Uebertrag	314250	

	im Einzelnen Pfund	im Ganzen Pfund
Uebertrag	314250	
Verticalsteifen	11355	
Nietköpfe	7637	
zusammen		333242
3) Die gemeinschaftlichen Endstücke beider Bögen.		
Gurtungsplatten	47473	
Stofs- und Anschlufsplatten . .	4279	
Winkeleisen und Deckwinkel . .	29245	
Verticalsteifen in 0 und 1 . .	18982	
Quergitter daselbst	7497	
Nietköpfe	2816	
Schmiedeeiserne Futterstücke . .	1045	
zusammen		111337
4) Die Zugeisen zwischen den Druck- und Zugbogen		22343
Summa I		851040

II. Die Fahrbahn.

5) Hängeeisen zwischen dem Zugbogen und der Fahrbahn	23422	
6) Die Querträger	127078	
7) Die Schwellenträger	74262	
8) Der Horizontalverband	89126	
9) Das Geländer der Fufswege . .	26764	
Summa II		340652
Summa I und II		1191692

Wenn zu diesem Gewichte von . . 1191692 Pfund
10) das Gewicht des hölzernen Brückenbelages mit 159355 -
und 11) dasjenige der Schienengeleise mit 30750 -
hinzugefügt wird, so erhält man . . . 1381797 Pfund
als das Eigengewicht, welches die Brückenträger von 316 Fufs Stützweite belastet, oder
für einen Fufs 21,86 Ctr., wofür in der vorstehenden statischen Berechnung 25 Ctr. angenommen worden sind.

III. Die Auflager etc.

12) Die Auflager der Bogenträger enthalten:		
Schmiedeeisen	1374	
Gufseisen	27655	
Gufsstahl	2578	
zusammen		31607
13) Die Auflager der Fahrbahn:		
Gufseisen	2930	
Schraubenbolzen	215	
zusammen		3145
14) Die Schienenauszüge:		
Walzeisen	666	
Schmiedeeisen	384	
Gufseisen	1042	
Gufsstahl	1035	
Messing	39	
zusammen		3166

Es beträgt daher das gesammte Gewicht einer Oeffnung 1229610, mithin dasjenige aller 7 Oeffnungen beider Brücken 8607270 Pfund.

Der Unternehmer Harkort hatte die Anfertigung und Aufstellung des eisernen Ueberbaues zu 7 grofsen Oeffnungen von je 316 Fufs Stützweite, einschliefslich der Lieferung des gesammten Materiales, der Aufstellung und Wiederbeseitigung der nöthigen Rüstungen, der Ausführung aller Transporte und der Leistung aller Nebenarbeiten, zum durchschnittlichen Einheitspreise von 64 Thaler pro 1000 Pfund des rechnungsmäfsigen Gewichtes an Walzeisen, Schmiedeeisen, Gufseisen, Stahl und Messing, d. i. für 384 M. pro 1000 kg übernommen.

Demselben sind bei gut und vorschriftsmäfsig ausgeführter Arbeit im Ganzen bezahlt worden:
für 8607270 Pfund à 64 Thlr. pro 1000 Pfund = 550865 Thlr.
= 1652595 M.

Die vier kleineren Oeffnungen der Hamburger Brücke von $21,_{42}$ m lichter Weite haben mit Ausschlufs der Eisenbahnschienen ein gesammtes Gewicht von 469449 Pfund und kosten, 64 Thlr. pro 1000 Pfund, im Ganzen 30044 Thlr. oder 90132 M.

Die 6 kleineren Oeffnungen der Harburger Brücke von $30,_{92}$ m lichter Weite haben insgesammt ein Gewicht von 1078156 Pfund und kosten 62 Thlr. pro 1000 Pfund, also im Ganzen 66845 Thlr. oder 200535 M.

Die in der Harburger Brücke befindliche Drehbrücke, so wie die beiden ähnlichen Drehbrücken über dem Oberhafen-Canale bei Hamburg, haben je 2 Oeffnungen von $12,_{87}$ m lichter Weite, sind nach dem Schwedler'schen Systeme construirt und haben jede ein Gewicht von 153919 Pfund. Die Kosten des Ueberbaues einer Drehbrücke mit allem Zubehör betragen 34000 M.

Die gesammten Baukosten der beiden Brücken von Stirnpfeiler zu Stirnpfeiler, einschliefslich derselben, ergeben sich aus der nachfolgenden Zusammenstellung.

Lfde No.	Gegenstand.	Baukosten		
		der Hamburger Brücke M.	der Harburger Brücke M.	beider Brücken M.
	Die wirklichen Ausgaben haben betragen für:			
1	Einrichtung der Werkplätze und der dazugehörigen Gebäulichkeiten	45518	167047	212565
2	Beschaffung von Arbeitsmaschinen, Fahrzeugen und Geräthen	215341	215341	430682
3	Erd- und Baggerarbeiten	29666	152625	182291
4	Rammarbeiten	73591	114223	187814
5	Betongründung	28639	67542	96181
6	Anfertigung des Mörtels	10191	12472	22663
7	Anfertigung des Mauerwerks	117905	200356	318261
8	Innerer Ausbau der Portale und Thürme	9748	12343	22091
9	Fangedämme, Wasserschöpfen u. s. w.	21605	312238	333843
10	Beschaffung von Holzmaterialien	179900	177291	357191
11	Beschaffung von Steinmaterialien	395412	577930	973342
12	Beschaffung anderer Materialien	25900	238311	264211
13	Der Eisenbau	816523	1197276	2013799
14	Die Fahrbahn	38982	69636	108618
15	Bedienung der Dampfboote und Fahrzeuge	34766	111067	145833
16	Aufsichtskosten	40508	86849	127357
	Summa	2084195	3712547	5796742
	Die ursprünglichen Kostenanschläge betrugen nach den Eingangs gemachten Angaben	4420800	6018000	10438800
	mithin ist bei der Ausführung ein Minderbetrag der Kosten herbeigeführt worden von	2336605	2305453	4642058

Köln, im Juli 1880. Lohse.

Die Königliche Kriegs-Akademie in Berlin.

Die Königliche Kriegs-Akademie in Berlin ist aus der Allgemeinen Kriegsschule hervorgegangen, welche im Jahre 1810 gegründet wurde und an die Stelle der 1765 gestifteten académie militaire, der Ingenieur-Akademie, ferner der Artillerie-Akademie und der Akademie für Offiziere trat.

Bei der wachsenden Frequenz — die académie militaire hatte bei ihrer Eröffnung mit 15 Eleven begonnen, während die Kriegsschule i. J. 1866 bereits 160 Studirende zählte und jetzt fast die doppelte Zahl von Offizieren die Akademie besucht — reichten die Räume in dem Hause Burgstrafse Nr. 19 nicht mehr aus, so dafs eine Verlegung bezw. ein Neubau geplant werden mufste. Gewählt wurde hierzu das Grundstück der im Jahre 1876 nach Charlottenburg verlegten Artillerie- und Ingenieurschule, Unter den Linden No. 74, unter Hinzunahme des anstofsenden Terrains der früheren Artillerie-Werkstätten mit der Front an der Dorotheenstrafse. Danach bedeckt nun das Kriegs-Akademie-Grundstück eine Gesammtfläche von rund 6800 qm und hat an Strafsenfronten: Unter den Linden (Süden) 50 m, an der Dorotheenstrafse (Norden) $64,_{8}$ m und gegen die Neue Wilhelmstrafse (Westen) $11,_{2}$ m, während es im Uebrigen, östlich und westlich, an bebaute Nachbargrundstücke grenzt. 4500 qm der Gesammtgrundfläche sind mit Gebäuden besetzt.

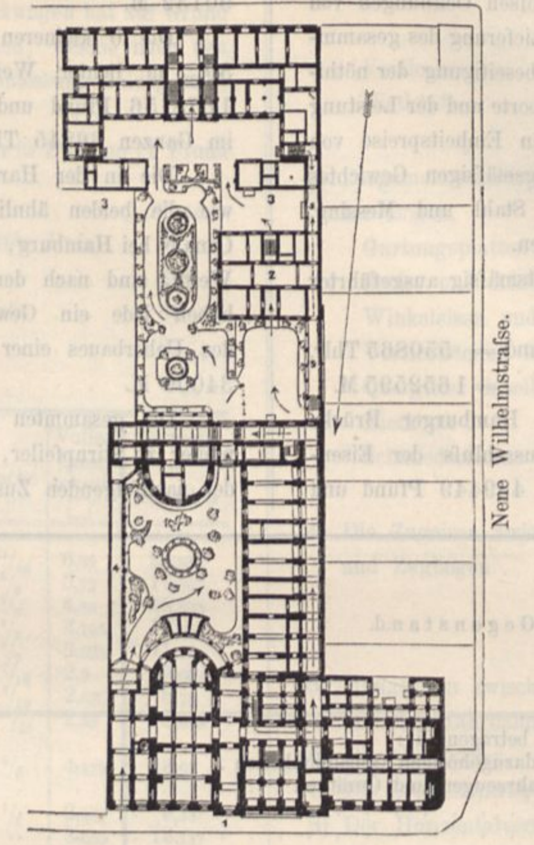
Von vorhandenen älteren Baulichkeiten blieb nur das Unter den Linden im Jahre 1824/25 für die vereinigte Artillerie- und Ingenieurschule nach Schinkelschem Entwurfe errichtete Gebäude erhalten; dasselbe wird jetzt zu Dienstwohnungen, und zwar für den Director, für Directionsmitglieder, für den Bibliothekar und für den Rendanten, benutzt. Die sonst erforderlichen Baulichkeiten sind sämmtlich neu aufgeführt worden, insbesondere (vergl. den beigedruckten Lageplan, welcher zugleich

den Grundrifs von dem Kellergeschofs der einzelnen Gebäude enthält):

1) das Lehrgebäude, welches aus einem Vorderhause an der Dorotheenstrafse Nr. 58 und 59, einem daranstofsenden Seitenflügel und einem sich an diesen anschliefsenden Querflügel besteht;

2) das Beamtenwohn- und Büreaugebäude, zwischen dem Lehrgebäude und dem Dienstwohngebäude belegen, welches, unter einem Holzcementdach, im Erdgeschofs 7 Räume für die Kasse und für Büreauzwecke, in 3 darüber liegenden Stockwerken 10 Wohnungen für Unterbeamte enthält;

3) zwei Stallgebäude hinter dem Dienstwohnhause Unter den Linden Nr. 74, von welchen jedes mit Stallung für 3 Pferde, Geschirr- und Fouragekammer,



sowie mit einer Wagenremise und Kutscherstube versehen ist; ferner

4) die Pergola und Terrasse auf dem Erholungshofe des Lehrgebäudes, und

5) die Verbindungsgänge zwischen dem Lehrgebäude, dem Büreaugebäude und dem Dienstwohngebäude.

Der Platz zwischen dem Vorderhause und dem Querflügel des Lehrgebäudes ist zur Erholung im Freien für die Offiziere bestimmt, bekiest, bepflanzt, sowie zur Reinigung und Kühlung der Luft mit einer Fontaine versehen. Ebenso ist ein Theil des Hofes neben dem Beamtenhause zu Gartenanlagen, ein anderer Theil als Wirthschaftshof für die Unterbeamten eingerichtet worden. — Die Zufahrt zu diesen Plätzen erfolgt von der Dorotheenstrafse.

Das Lehrgebäude der Königlichen Kriegs-Akademie.

(Hierzu Zeichnungen auf Blatt 37 bis 39 im Atlas.)

Die Kriegs-Akademie wird zur Zeit von 300 Offizieren besucht, welche ihre Studien in 3 Jahren absolviren. Die Kurse sind jährig und beginnen am 1. October.

Diesem Lehrplane entsprechend sind 8 Hörsäle eingerichtet worden. Ihre Gröfse ist mit Rücksicht auf eine fernere Zunahme der Frequenz derart bemessen, dafs 5 Säle je 80 Hörer aufnehmen können, 1 Saal (der halbrunde im I. Stockwerk) 60 Hörer fafst, und bei $6{,}_0$ m Höhe im Erdgeschofs und $5{,}_{70}$ m Höhe jedes der beiden Stockwerke, auf jeden Hörer an Flächenraum $1{,}_{87}$ bis $2{,}_{00}$ qm, an Cubikraum $10{,}_6$ bis $11{,}_{40}$ cbm entfallen. Statt der sonst üblichen Subsellieneinrichtung sind diese Hörsäle nur mit Stühlen und Tischen gewöhnlicher Form versehen.

Die beiden Hörsäle für Physik und Chemie sind für je 30 Plätze eingerichtet; im ersteren sind auf jeden Hörer $2{,}_{80}$ qm Flächenraum und $13{,}_{20}$ cbm Rauminhalt, im zweiten bezw. $2{,}_{30}$ qm und $13{,}_8$ cbm gerechnet.

Der Hörsaal für Chemie steht in Verbindung mit dem chemischen Laboratorium und einem chemischen Cabinet (Präparatenzimmer, in dem zugleich die Waagen Aufstellung gefunden haben), der Hörsaal für Physik desgleichen mit einem physikalischen Cabinet und zwei Präparirzimmern.

Die der Chemie gewidmeten Räume sind überwölbt. Der Experimentirtisch für den Docenten auf dem Katheder des Auditoriums ist mit Gas- und Wasserleitung zur Ausführung der Experimente versehen und enthält Ventilationscanäle, welche die schädlichen Dämpfe und übelriechenden Gase ableiten. — Aufser den Arbeitstischen befinden sich in dem Laboratorium 4 Stück Digestorien, davon eins mit Sandbad, und ein Herd für Verbrennungs-Experimente.

Für Festungs- und Waffenmodelle befinden sich im II. Stock des Seitenflügels zwei Saalräume mit je 287 qm Flächeninhalt.

Jedes der 4 Directionsmitglieder hat ein besonderes Arbeitszimmer, von denen zwei in dem I. Stockwerk, je eins im Erdgeschofs und im II. Stockwerke liegen. Ein Lehrerzimmer befindet sich in jedem der 3 Geschosse.

Die Bibliothek ist nicht nur für den jetzigen Bestand von rot. 90000 Bänden, sondern auch auf späteren Zuwachs berechnet. Sie liegt im Vorderhause über dem Erdgeschofs und umfafst einen grofsen, durch zwei Stockwerke reichenden Saal, an dessen Wänden zwischen den Pilastervorlagen, aufser den auf dem Fufsboden stehenden Schränken, zwei Reihen Repositorien auf zwei über einander liegenden, mit eisernem Plattenbelag versehenen Büchergalerien entlang laufen, welche durch zwei eiserne Treppen, die eine innerhalb, die andere aufserhalb des Saales, zugänglich sind, aufserdem 4 Nebenräume, von denen 3 ebenfalls Büchergalerien erhalten haben, welche ebensowohl mit den Galerien des Hauptsaales wie auch mit der äufseren Treppe in unmittelbare Verbindung gebracht sind.

Die zur Aufstellung von Bücherrepositorien zur Verfügung stehenden Wandflächen aller Bibliothekräume haben einen Gesammtinhalt von rot. 890 qm. — Aufserdem ermöglicht namentlich der etwa 220 qm Grundfläche enthaltende Mittelraum des grofsen Bibliotheksaales die Aufstellung einer bedeutenden Anzahl von Bücherschränken.

Neben der Bibliothek ist ein Raum für die Bücherausgabe vorgesehen.

Die Aula, welche mit der Bibliothek und dem gemeinschaftlichen Vorsaale das obere Geschofs des an der Dorotheenstrafse belegenen Vordergebäudes einnimmt, dient bei festlichen Veranlassungen als gemeinschaftlicher Versammlungsraum für feierliche Ansprachen, sowie als Hörsaal für Vorlesungen. Eine einfache, der äufseren Façadentheilung entsprechende Pilasterarchitektur umrahmt im unteren Saalgeschosse die im Rundbogen sich öffnenden Fenster der Nord- und Westfront, sowie die einfach getönten Wandflächen der gegenüberliegenden Fronten mit den zu den Vor- und Nebenräumen führenden Verbindungsthüren, während die halbkreisförmigen Bogenfelder, welche unterhalb der Saaldecke den Abschlufs der unteren Pilasterstellung bilden, einestheils als Lichtöffnungen für den Logenkranz dienen, welcher den Saal auf zwei Seiten umgiebt, anderntheils als Wandnischen eine der Bedeutung des Raumes entsprechende malerische Ausschmückung von der Hand des Professor Burger erhalten haben.

Der figürliche Schmuck der Aula besteht in 4 Gruppen welche die den Haupteingang bezw. den Rednerplatz flankirenden Säulenvorlagen bekrönen. Sie stellen in den vom Bildhauer Hundrieser componirten beiden Gruppen die Strategie und die mathematischen Wissenschaften — in den beiden Gruppen des Bildhauers Eberlein die Länderkunde und die Kriegsgeschichte dar.

Die Aula nimmt bei 21 m Länge und 15 m Breite einen Flächenraum von 315 qm ein, zu dem noch 80 qm der Logen und rot. 43 qm des Vorraumes hinzukommen. Die Höhe der Aula beträgt 12 m.

Der Vorsaal, in der Mitte des Vorderhauses gelegen, hat einen Flächeninhalt von 113 qm bei einer Höhe von $8,_{3}$ m und öffnet sich nach der Strafse in 3 grofsen nach Balkons führenden Glasthüren. Marmor-Paneele umgeben ebenso wie in der Aula die Wände. Den Uebergang von den Wänden zur Decke bilden flachornamentirte Stichkappen. Der Fufsboden ist mit Terrazzofliesen belegt.

Die Speiseanstalt, im Erdgeschofs des Vordergebäudes, unter der Bibliothek belegen, besteht in einem Hauptsaale und drei kleineren Nebenräumen. Neben dem Saale liegt ein Zimmer für Kriegsspiele. Der zum Saale gehörige Büffetraum hängt durch eine Treppe und einen Speiseaufzug mit den im Kellergeschofs liegenden Küchen- und Oekonomieräumen zusammen.

Der Hauptsaal, 280 qm grofs, oblong und mit einem apsidenartigen Ausbau nach dem Hofe, ist in den Wänden nischenartig gegliedert und nach den Nebenräumen durch Bogenstellungen geöffnet. Die Decke ist in Holz getäfelt; hölzerne Paneele umgeben die Wände.

Garderoberäume und Retiraden sind in jedem Geschosse vorgesehen.

Das Hauptvestibül befindet sich in der Mitte des Vorderhauses an der Dorotheenstrafse und öffnet sich nach derselben in 3 Portalen. Es ist ein Raum von 104 qm Gröfse und $8,_{2}$ m Höhe. Böhmische Kappengewölbe, in der Mitte von 4 Säulen aus polirtem Granit getragen, bilden seine Decke, Terrazzofliesen den Fufsboden, welcher auch auf den Podesten und Umgängen im Haupttreppenhause von gleichem Material hergestellt ist.

Aus dem Vestibül führt zu dem $1,_{97}$ m höher liegenden Parterregeschosse eine 10 m breite Granittreppe mit 12 Steigungen.

In der Mittelachse des Vestibüls liegt die Haupttreppe, welche vom Erdgeschofs zu dem I. Stockwerk zunächst in einem Laufe, vom Zwischenpodest an aber in drei Läufen hinaufführt. Die Stufen sind aus sächsischem Granit, die Geländer sowie die Balustraden aus naussauischem Marmor hergestellt.

Das Haupttreppenhaus hat eine Glasdecke, welche von einer mit Malerei decorirten Voute umrahmt wird. Die Wände desselben im I. Stockwerk sind in Bogenstellungen aufgelöst. Die freistehenden Säulen bestehen aus polirtem Granit, der Sockel sowie die Gurtungen der Treppen- und Vestibülwände aus sogenanntem belgischen Granit.

Nach dem II. Stockwerk führt im Anschlusse an die Haupttreppe eine schmiedeeiserne Treppe mit Marmorbelag. Aufserdem verbindet eine feuersichere Nebentreppe aus Sandstein mit Bohlenbelag sämmtliche Stockwerke vom Keller bis zum Boden, und eine zweite Nebentreppe, aus Holz, führt im Vorderhause vom Keller bis zum II. Stockwerk.

In dem Kellergeschofs sind Wohnungen (für den Portier neben dem Vestibül und für das Heizpersonal im Querflügel) eingerichtet. Ebendaselbst befindet sich die Küche mit ihren Nebenräumen für den Oekonomen der Offizier-Speiseanstalt; ferner liegen im Keller Wirthschaftsräume für die Verwaltung der Kriegs-Akademie, Räume zur Aufbewahrung von Brennmaterialien und für die Dampfkessel der Centralheizung.

Die Façadenarchitektur zeigt die Stilformen der italienischen Renaissance. Das Façadensystem — Rundbogenfenster (mit Achsweite von $3,_{96}$ m) — wird durch einen $0,_{8}$ m vorliegenden, 21 m breiten Mittelbau unterbrochen, welcher die in ihm liegenden hallenartigen Vestibül- und Treppenräume andeutet. Weit vortretende Pilaster aus polirtem Granit flankiren daselbst die 3 im Mittelbau liegenden Rundbogenportale des Vestibüls, während der architektonische Rahmen der Vorsaalfenster des oberen Stockwerks durch eine der unteren Theilung entsprechende Säulenstellung gebildet wird.

Die kurze Westfront des Akademiegebäudes mit nur einer Fensterachse wird durch einen im I. Stockwerk vorgekragten Erker belebt.

Die Vorderfront ist in Laubaner Verblendsteinen und Terracotten von March in Charlottenburg, von braunrother Farbe, der Sockel in rothem, gröfstentheils geschliffenem und theilweis polirtem Granit ausgeführt.

Auch die Hoffaçaden zeigen den Ziegel-Rohbau, jedoch in einfacheren Materialien und Formen aus hellgelben Verblendsteinen.

Das Material ist bei den Treppen, mit Ausnahme einer hölzernen Nebentreppe, Stein oder Eisen.

Vestibül, Treppenhaus und Corridore sind überwölbt. In der Bibliothek ist die Feuersicherheit der Deckenconstruction theils durch Wölbung, theils durch Verwendung von Eisenwellblech angestrebt, während die Fufsböden gegen die Holzdecke der unteren Räume durch eine Zwischendecke aus Eisenwellblech isolirt sind.

Die Dächer sind theils mit Schiefer auf Schalung, theils mit Zink eingedeckt.

Zur Beleuchtung des Haupttreppenhauses, des über der Durchfahrt liegenden Lichtschachtes und einiger im Dachgeschofs befindlichen Nebenräume der Bibliothek sind an den betreffenden Stellen des Daches Oberlichte eingefügt worden.

Zur Wasserversorgung dienen 4 Brunnen und die städtische Wasserleitung. Die Abgänge aus den der letzteren angeschlossenen Spülclosets und Pissoiren, sowie aus den Waschbecken und Ausgüssen werden unterirdisch den städtischen Canalanlagen zugeführt, ebenso auch das Wasser von den Dächern und Höfen. Die Zahl der Spülclosets und Pissoire beträgt in Summa 31 bezw. 27, die der Ausgufsbecken 24.

Mit Ausnahme der Wohnräume, der untergeordneten Wirthschaftsräume und der Bibliothek sind alle Räume mit Gasleitung versehen. Die Bibliothek an die Gasleitung anzuschliefsen, erschien wegen der damit verbundenen Feuersgefahr bedenklich.

Zur Heizung und Ventilation sind Kachelöfen nur in den Wohnungen der Unterbeamten verwendet, alle übrigen Räume werden durch eine Centralheizung erwärmt. Dieselbe besteht in einer Dampfheizung, einer Dampfwasserheizung und einer Dampfluftheizung. Letztere versorgt die Hörsäle, den Speisesaal und die Bibliothek, Dampfwasserheizung die Büreaus des Beamtenwohnhauses, directe Dampfheizung mit Heizkörpern in Register- oder Ofenform die übrigen Räume.

Die Heizungsanlage ist derart ausgeführt worden, dafs alle Lehrsäle, der Speisesaal mit seinen Nebenzimmern, überhaupt sämmtliche Räume, in welchen sich Personen längere Zeit aufhalten, selbst bei —20° C. Aufsentemperatur zu +20° C. erwärmt werden können. Desgleichen kann die Wärme in der Aula bis auf + 15° C., im Vestibül, in den Treppenhäusern, Corridoren, Garderoben und Closets bis auf 10° C. gesteigert werden.

Zur Erzielung dieses Heizeffektes sind im Souterrain unter der Haupttreppe 3 Belleville-Kessel aufgestellt, die beiden gröfseren mit je 46 qm, der dritte mit 34 qm Heizfläche.

Während dem letzteren die seltener zu heizenden Räume (die Aula und ihre Nebenräume) sowie die Aspirationskammern angeschlossen sind, steht für die regelmäfsige Beheizung der übrigen Räume abwechselnd einer der beiden gröfseren Kessel zur Verfügung, so dafs beziehungsweise der andere als Reserve für etwaige Betriebsstörungen dient.

Die Dampfkessel produciren pro Stunde und qm Heizfläche mindestens 15 Kilo Dampf, von dem jedes Kilo den Heizkörpern 550 Wärmeeinheiten zuführt. Die Heizkörper sind derart bemessen, dafs sie pro qm Oberfläche stündlich 700 Wärmeeinheiten an die umgebende Luft absetzen.

Behufs Angabe der Unterrichtszeit führen Signalleitungen von dem Zimmer des Portiers zu elektrischen Läutewerken in den verschiedenen Stockwerken. Ebenso verbinden auch elektrische Signalleitungen die Zimmer der Directionsmitglieder und Lehrer mit den Büreaus und mit den Zimmern der Klassendiener.

Die Bauausführung begann mit dem Umbau des Dienstwohngebäudes Unter den Linden Nr. 74, welcher in der Zeit vom 1. April 1878 bis 1. August 1879 fertig gestellt wurde.

Der Neubau des Akademiegebäudes, zu welchem der specielle Entwurf nach den in dem Kriegsministerium von dem damaligen Regierungs- und Baurath Bernhardt aufgestellten generellen Projecten in der Local-Instanz bearbeitet worden war, wurde im Juli 1879 in Angriff genommen und im December 1882 soweit fertiggestellt, dafs der Unterricht anfangs Januar 1883 beginnen konnte.

Der Umbau des Dienstwohngebäudes war dem Garnison-Bauinspector Conrad Busse, der Neubau der Kriegs-Akademie bis zum 15. Juli 1881 dem Regierungs-Baumeister Müller, von da ab bis zu Ende dem Garnison-Bauinspector la Pierre übertragen, dem für die architektonische Durchbildung des Projectes der Regierungs-Baumeister Schwechten, für die specielle Bauleitung der Regierungs-Baumeister Runge zur Seite stand.

Abgesehen vom Grunderwerbe kostet der Neubau der Kriegs-Akademie rund 1447000 ℳ, der Umbau des Dienstwohngebäudes rund 76000 ℳ.

Backsteinbauten Pommerns.

I. Der Dom zu Cammin.

(Schlufs, mit Zeichnungen auf Blatt 40 im Atlas.)

Anknüpfend an die im letzten Hefte des Jahrganges 1883 mitgetheilte Baugeschichte des Domes zu Cammin bringen wir auf Tafel 40 die älteren Façadengestaltungen von Werth. Es sind dies die Giebelseiten der Kreuzflügel nach Nord und Süd, sowie der Chorschlufs.

Die Façade des nördlichen Kreuzflügels, nach der dem Verkehr abgewendeten Wasserseite belegen, nur aus der Ferne sichtbar und daher einfach behandelt, ist vorzugsweise archäologisch interessant. Der Giebel stammt zwar aus gleicher Epoche wie die angrenzenden Bautheile, verräth aber durch den Maafsstabsfehler bei Anlage der Blenden die Hand eines ungeübteren Meisters.

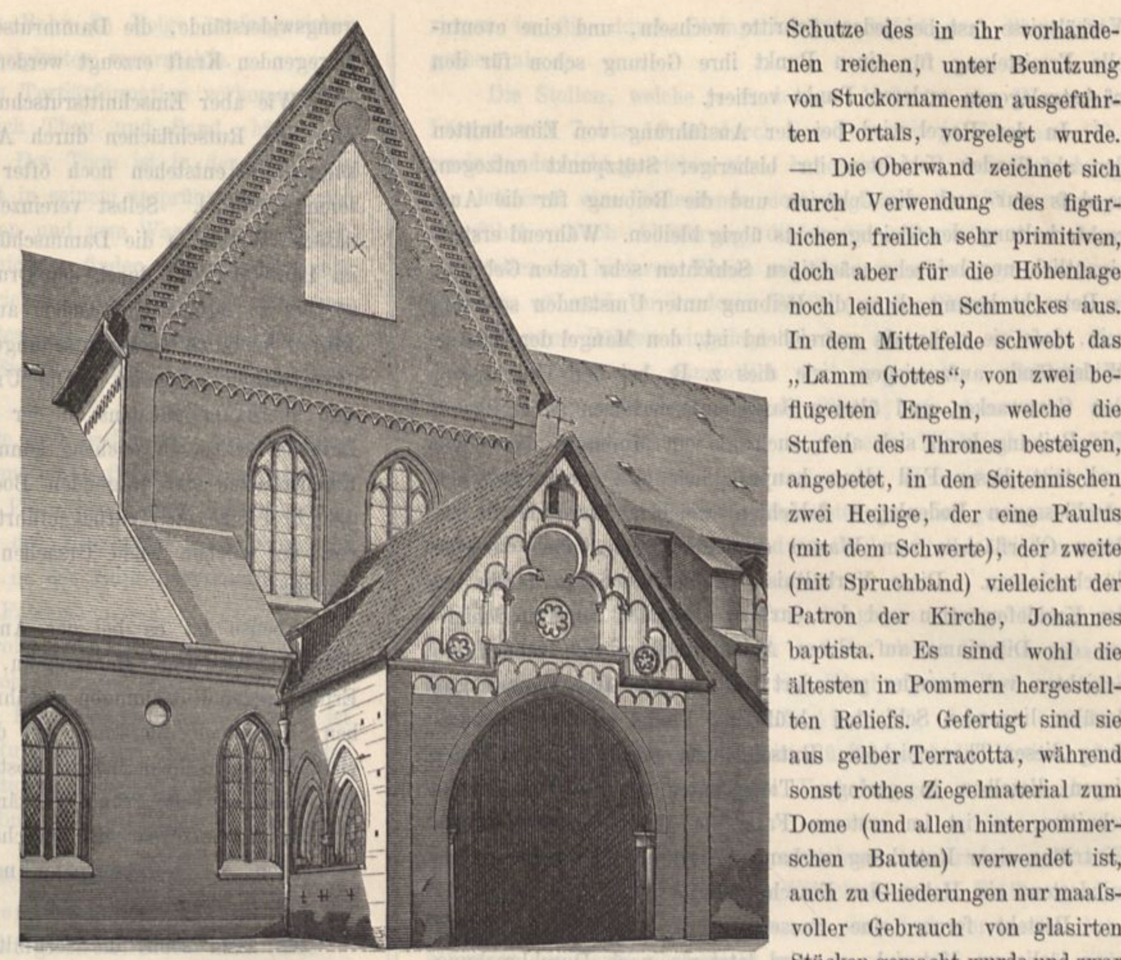
Der Chorschlufs zeigt die seltenere Anlage von fünf Fenstern in der Apsis. Deutlich bemerkt man in ohngefähr halber Fensterhöhe, dafs eine Unterbrechung der Bauthätigkeit stattgehabt hat. Trägt die untere Wandgliederung mit den Lisenen und den in den Ecken gegen die Wand des Mittelschiffes auftretenden Rundstäben, wie sie die beigefügte Skizze veranschaulicht, noch den ausgesprochenen Charakter des romanischen Styles, so begegnen wir in dem oberen Theile einer Zeit, die sich zwar pietätvoll den früheren Schöpfungen anschliefst, die indessen durch die Wandelung der Formen eine vorgeschrittene Richtung bekundet. Man kennt die alte Weise kaum noch, man weifs schon die alten Lisenen und Rundstäbe nicht mehr mit dem auch ehedem projectirten Rundbogenfriese in Einklang zu bringen, man verändert die romanische Bogenlinie der Fenster, ohne gerade durch die neue Form zu erreichen, dafs sie schön in das Kugelgewölbe einschneidet. Im Detail kennzeichnet sich auch die Art der Unterstützung des Rundbogenfrieses auf den breiten Consolen als ein Kind der neueren Aera; ebenso ist ihr Product die Theilung der Fenster durch den hineingestellten und nun im Gegensatze zu der Verwendung von Terracottenstücken aus unglasirten Ziegeln aufgemauerten Stab, an welchem denn auch



eine Betonung des Kämpfers durch Kapitälglieder fehlt. — Unverständlich, weil constructiv unbegründet, bleibt die durch Auskragung bewirkte Verstärkung der geraden Ostwand.

Auffallend reich behandelt ist der der Strafse zugewendete südliche Kreuzgiebel. In den gewählten Motiven — vorgelegte Halle, Kleeblattbögen — und der originellen Ausbildung der ganzen Gruppe bildet er ein interessantes Gegenstück zu dem nördlichen Kreuzflügel des Domes zu Lübeck, den wir im Holzschnitt zum Vergleich beifügen, da einer der beiden Baumeister sich Anregung von des Collegen Werk geholt zu haben scheint, was bei den wechselseitigen Beziehungen zwischen Lübeck und Pommern im XIII. und XIV. Jahrhundert wohl denkbar ist. Aus der Lage der Fenstersohlbänke folgt, dafs die Halle vor Ausführung der oberen Wand errichtet ist; die Restauration von 1847/49 hat diesen Punkt durch Erneuerung der alten Dachlinie wieder klar gelegt. Aus dem Anschlusse des Innern dagegen erhellt, dafs die Halle nach Vollendung der Unterwand, vielleicht zum Schutze des in ihr vorhandenen reichen, unter Benutzung von Stuckornamenten ausgeführten Portals, vorgelegt wurde. — Die Oberwand zeichnet sich durch Verwendung des figürlichen, freilich sehr primitiven, doch aber für die Höhenlage noch leidlichen Schmuckes aus. In dem Mittelfelde schwebt das „Lamm Gottes“, von zwei beflügelten Engeln, welche die Stufen des Thrones besteigen, angebetet, in den Seitennischen zwei Heilige, der eine Paulus (mit dem Schwerte), der zweite (mit Spruchband) vielleicht der Patron der Kirche, Johannes baptista. Es sind wohl die ältesten in Pommern hergestellten Reliefs. Gefertigt sind sie aus gelber Terracotta, während sonst rothes Ziegelmaterial zum Dome (und allen hinterpommerschen Bauten) verwendet ist, auch zu Gliederungen nur maafsvoller Gebrauch von glasirten Stücken gemacht wurde und zwar zu den späteren von schwarzer, zu den früheren Theilen von schwarzer, brauner, grüner Farbe, namentlich im Innern, wo dieselben indessen meist durch Tünche verdeckt liegen.

Hans Lutsch.



Nördlicher Kreuzflügel des Domes zu Lübeck.

Die Rutschungen auf der Theilstrecke Treysa-Malsfeld (Nordhausen-Wetzlar) im Zuge der Berlin-Coblenzer Eisenbahn.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 41 bis 45 im Atlas.)

Bei gröfseren Erdarbeiten, wie solche im Eisenbahnbau vorzukommen pflegen, gehören zu den bedeutendsten und gefährlichsten Hindernissen, welche sich der Ausführung entgegenstellen können, unzweifelhaft die Rutschungen. Indem sie in der Regel ganz unerwartet eintreten, nehmen sie zugleich häufig einen solchen Umfang an und entfalten eine so ungeheure zerstörende Kraft, dafs ihre Bewältigung die Grenzen der Unmöglichkeit zu streifen scheint und daher meist einen ganz enormen Aufwand an Zeit und Kosten erfordert.

Theoretisch ist das Wesen oder vielmehr die Ursache derartiger Rutschungen sehr einfach und mit wenigen Worten zu erledigen. — Betrachten wir zunächst Bahneinschnitte, so ist klar, dafs jede Abrutschung eine Störung des Gleichgewichts zwischen tragenden und getragenen Bodenschichten voraussetzt, welche eintritt, wenn den letzteren der Stützpunkt oder das Widerlager entzogen wird. Daher kommen die eigentlichen Rutschungen bei Einschnitten nur da vor, wo die zu durchschneidenden Schichten eine geneigte Lage haben.

Im natürlichen Zustande wird das Gleichgewicht durch die Bewegungswiderstände erhalten, nämlich:

1) durch Stützung der abfallenden Schichten an ihrem Fufse, durch Wiederansteigung derselben,

2) durch die Cohäsion und

3) durch Reibung, welche zwischen den einzelnen Schichten stattfindet und welche bei eintretender Bewegung erst überwunden werden mufs.

Die die Bewegung erzeugende Kraft ist aber wesentlich von der Schichtenneigung abhängig und wächst mit ihr nach bekannten Gesetzen.

So einfach sich hiernach die Bedingungen des Gleichgewichts theoretisch darstellen, so schwierig ist es, wenn überhaupt möglich, in der Praxis das Maafs der Einzelwirkungen und der Widerstände in solcher Schärfe zu ermitteln, dafs ein sicheres Urtheil darüber gewonnen werden kann, ob nach der Verminderung des einen oder des andern Widerstandes der Rest derselben noch unbedingt ausreicht, den Eintritt einer Bewegung zu verhindern. Sobald es sich daher um die Bestimmung der quantitativen Verhältnisse in concreten Fällen handelt, treten die Schwierigkeiten auch nur annähernder Ermittelungen sofort in den Vordergrund, und das um so mehr, als die örtlichen

Verhältnisse fast bei jedem Schritte wechseln, und eine eventuelle Ermittelung für einen Punkt ihre Geltung schon für den nächstgelegenen anderen Punkt verliert.

In der Regel wird bei der Ausführung von Einschnitten den abfallenden Schichten ihr bisheriger Stützpunkt entzogen, so dafs nur noch die Cohäsion und die Reibung für die Aufrechterhaltung des Gleichgewichts übrig bleiben. Während erstere eigentlich nur bei sehr mächtigen Schichten sehr festen Gebirges in Betracht kommt, kann die Reibung unter Umständen so grofs sein, dafs sie mehr als ausreichend ist, den Mangel der anderen Widerstände aufzuwiegen, wie dies z. B. bei den Urgebirgen, den Grauwacken und älteren Sandsteinformationen der Fall ist. Die Reibung kann sich aber auch als ein Minimum darstellen, und tritt dieser Fall dann hauptsächlich ein, wenn zwischen geschlossenen Bodenlagen Schichten weichen Materials liegen, deren Oberflächen vom Wasser erreicht werden, ohne dasselbe durchzulassen. Diese Verhältnisse treten besonders häufig bei der Kreideformation und den darüber liegenden tertiären Schichten des Diluviums auf, deren Ablagerungen durch thonhaltige Schichten von einander gesondert sind, welche das Wasser aus darüber liegenden Schichten abführen. Findet eine Durchschneidung dieser Thonschichten, Rutschflächen genannt, statt, oder liegen dieselben in geringer Tiefe unter der Sohle des Einschnittes, so ist im ersteren Falle die Wahrscheinlichkeit des Eintrittes einer Rutschung vorhanden, während im letzteren Falle mindestens ein Heben der Einschnittssohle zu befürchten ist.

Besteht ferner eine wasserführende Zwischenschicht aus ganz löslichem Material, so wird letzteres nach Durchbrechung dieser Zwischenschicht durch den Einschnitt nach und nach fortgespült, wodurch hohle Räume entstehen, welche mit der Zeit derart an Ausdehnung gewinnen, dafs die darüber liegenden Schichten ihre Unterstützung verlieren und nachstürzen. Dergleichen Einbrüche erfolgen ruckweise und in verticaler Richtung, und die in Bewegung gekommenen oberen Schichten drücken häufig in Folge des Bewegungsmomentes und ihres Gewichtes das erweichte Material der Zwischenschicht in den Einschnitt hinein. Derartige Rutschungen wiederholen sich häufig, weil die durch die Rutschung abgesperrten Quellen ihre zerstörenden Wirkungen von neuem ausüben können.

Es läfst sich schon nach Vorstehendem ermessen, dafs es nicht leicht ist, Abrutschungen zu verhindern oder das Gleichgewicht ohne Weiteres wieder herzustellen. Es mufs entweder die bewegende Kraft vermindert oder der Widerstand vermehrt werden. Ersteres erreicht man durch Entlastung, letzteres hauptsächlich durch Vermehrung der Reibung, indem man versucht, die Rutschflächen trocken zu legen. Die Herstellung von Futtermauern resp. Stützmauern allein genügt wohl nur in den seltensten Fällen, da dieselben wegen ihres geringen Gewichtes nicht geeignet sind, den auftretenden enormen Kräften zu widerstehen. Die vorerwähnten Mittel sind also sehr einfacher Natur; es unterliegt jedoch grofsen Schwierigkeiten, das richtige Maafs ihrer Anwendung zu finden, da eben die Widerstände der Bewegung unmefsbar sind, und bleibt deshalb nur übrig, die unter ähnlichen Umständen gemachten Erfahrungen den einzelnen Fällen anzupassen.

Was ferner die Dammrutschungen anbetrifft, so werden diese durch dieselben Ursachen veranlafst, wie die Rutschungen der Einschnitte; der Unterschied besteht eben nur darin, dafs die Einschnittsrutschungen in Folge von Verminderung der Bewegungswiderstände, die Dammrutschungen durch Vermehrung der bewegenden Kraft erzeugt werden.

Wie aber Einschnittsrutschungen bei dem Nichtvorhandensein von Rutschflächen durch Auflösung des Bodens erfolgen können, so entstehen noch öfter Dammrutschungen durch letzteren Umstand. Selbst vereinzelte gröfsere Thonklumpen, bei nassem Wetter in die Dammschüttung eingebracht, bilden sich im Laufe der Zeit durch den Druck des darüberliegenden Dammkörpers zu dünnen Gleitflächen aus, und verursachen dann nach Jahren plötzlich Dammrutschungen, deren Entstehung zunächst unbegreiflich erscheint. Die Ursachen von Dammrutschungen sind überhaupt meistens in der Anlage und Beschaffenheit des Dammes selbst zu suchen, können aber auch vielfach auf die Eigenschaften der tragenden Bodenflächen (Moorboden, trocken gelegte Teiche etc.) zurückgeführt werden. Auch kommen Fälle vor, an welchen beide Ursachen gleichzeitig zur Wirkung gelangen.

Ebenso ist es bei der Anschüttung von Dämmen nicht möglich, bestimmte Maafsregeln, welche einen absolut sicheren Erfolg gegen Rutschungen gewähren, von vornherein vorzuschreiben, abgesehen allerdings von dem vielfach mit sehr grofsen, vielleicht unerschwinglichen Kosten verbundenen Radicalmittel: einerseits den Untergrund vollständig zu entwässern, andererseits für den Dammkörper nur durchaus geeignete Bodenmassen zu verwenden, — worauf später nochmals zurückgekommen werden soll.

Es kann somit die sorgfältigste Erforschung aller maafsgebenden Verhältnisse bei vorkommenden Rutschungen und deren Bekanntmachung nicht genug empfohlen werden, da ein auch nur annähernd sicherer Maafsstab für die Beurtheilung der anzuwendenden Sicherheitsvorrichtungen erst dann gefunden werden wird, wenn eine grofse Menge von Thatsachen unter gleichen Umständen übereinstimmende Resultate ergeben hat, und von diesem Standpunkte aus sind auch die nachfolgenden Mittheilungen über die bei dem Bau der Berlin-Coblenzer Eisenbahn gemachten Erfahrungen anzusehen.

Von hervorragendem Interesse sind die auf der 39 km langen, zwischen km 72 und km 111 liegenden Theilstrecke Treysa-Oberbeisheim-Malsfeld der Berlin-Coblenzer Bahn vorgekommenen Rutschungen, und sollen daher auch nur diese nachstehend einer näheren Beschreibung unterzogen werden. An dieser Stelle mag noch beiläufig erwähnt werden, dafs für jeden Eisenbahn-Ingenieur eine Besichtigung dieser Rutschstellen ein ganz besonderes Interesse haben dürfte.

Die qu. Bahnlinie durchschneidet auf der Strecke von Treysa bis Forelendorf fast ausschliefslich die Tertiär- oder Braunkohlenformation, indem nur der zunächst dem Bahnhofe Treysa gelegene Bergrücken zwischen km $72,_7$ und $73,_5$ aus buntem Sandstein besteht. Dieses Tertiärgebirge zieht sich dann weiter zusammenhängend bis zum Tunnel bei Oberbeisheim hin. Im Beisethal abwärts bis etwa zur Roggenmühle in Station $108,_5$ bewegt sich die Bahn fast ausschliefslich in der mittleren bunten Sandsteinformation, wogegen dieselbe auf der weiteren Strecke von der Roggenmühle bis Malsfeld wieder das Tertiärgebirge durchschneidet.

Namentlich auf der kurzen Strecke von Station $108,_5$ bis $108,_7$ geht die Bahnlinie über ein seitwärts stark geneigtes Plateau, welches eine dünne Decke tertiärer Sande und Thone

trägt, die bei Ausführung der Bahn in Folge umfangreicher Rutschungen sehr grofse Schwierigkeiten verursachte.

Die in der angeschnittenen Tertiärformation vorkommenden Gesteine sind fast ausschliefslich Thon und Sand, häufig in Wechsellagerung mit einander. Der Thon ist in der Regel bis auf einige Tiefe nicht mehr fest in seinem ursprünglichen Lager, sondern durch einander geschoben und vom Wasser aufgeweicht. Die zwischen liegenden Sandschichten finden sich alsdann sehr wasserreich als sogenannter Triebsand und bewirken eine gewisse Flüssigkeit, ein sogenanntes Schwimmen des Gebirges, wie sich dies namentlich in dem Einschnitt bei Leimsfeld in ausgeprägtester Weise gezeigt hat.

Nicht minder umfangreich und gefährlich können auch Rutschungen in der Sandsteinformation auftreten, wenn zwischen den einzelnen Felslagen dieser Formation dünne Thonschichten lagern, welche sich in Folge des Hinzutritts von Nässe zu Gleitflächen ausbilden, wie dies in der Bunt-Sandsteinformation von Hessen fast durchweg der Fall ist.

Die interessanteste und grofsartigste Rutschung in diesem Gebirge, so wie überhaupt wohl die umfangreichste, welche jemals beim Bau preufsischer Eisenbahnen vorgekommen, ist die weiter unten beschriebene Rutschung im Beisethale an der Rothen Mühle zwischen den Stationen 1054—1057.

Es folge nun die Beschreibung der einzelnen Rutschungen.

A. Einschnittsrutschungen.

1) Die Rutschung im sogenannten Leimsfelder Einschnitt zwischen den Stationen 796 + 60 bis 804.

Das Terrain, welches hier behufs Durchführung der Bahn in einer mittleren Tiefe von 9 m eingeschnitten werden mufste, besteht, wie dies in den beiden auf Blatt 41 unter Fig. 1 und 2 dargestellten geognostischen Ansichten ersichtlich gemacht ist, im oberen Theile aus gemischtem Lehm und Thonboden, im unteren Theile aber aus schwarzem Thon. Zwischen beiden Gebirgsarten lagert reiner Triebsand.

Bald nachdem der Thonboden (im Herbste 1876) angeschnitten war, zeigten sich, unterstützt durch anhaltende Nässe, welche den schwarzen Thon aufweichte, Rutschungen, welche sich mit dem Fortschritt des Baues vergröfserten und bei anhaltender Nässe einen derartigen Umfang annahmen, dafs die Erdförderung mit Arbeitszug bis zum Juni 1877 eingestellt werden mufste. Bei diesen Rutschungen trat oft eine Trennung des Bodens bis zu Entfernungen von 6 bis 8 m von der oberen Böschungskante ein. Derartige Rutschungen sind hauptsächlich an den Thälern, welche der schwarze Thon an seiner Oberfläche bildet (siehe Fig. 1 und 2 auf Blatt 41) aufgetreten. Das sich zeitweilig hier sammelnde Wasser setzte den Triebsand in Bewegung und veranlafste hierdurch, dafs der darüber liegende durchweichte bezw. seiner Unterlage beraubte Lehmboden mitgeführt wurde. Je nach der besonderen Lage der verschiedenen Bodenarten und der Unreinheit des Thones sind aufserdem auch oft gröfsere oder geringere Massen des Thonbodens mit in Bewegung gekommen.

In den Skizzen Fig. 3 und 4 auf Blatt 41 ist zugleich angedeutet, in welcher Weise die Anlage von Sickercanälen und Stollen zur Anwendung gekommen ist, um durch Abführung des Wassers den Bewegungen der Erdmassen entgegenzutreten. Die in die Böschungen getriebenen Stollen und Schlitze führen das Wasser durch gemauerte Mulden oder durch Sickerrinnen in die durch Steinpackungen befestigten Einschnittsgräben ab.

Die Stollen, welche je nach dem Auftreten des Wassers in Längen von 7 bis 10 m durch den Thon bis in die wasserführende Sandschicht getrieben sind, haben meistens nach Erreichung der letzteren eine bedeutende dort angesammelte Wassermenge abgeführt. Nach Abführung dieses Sammelwassers sind dann die Stollen im hinteren Theile mit Steinen ordnungsgemäfs ausgepackt, während im vorderen Theile (an der Böschung) eiserne oder thönerne Röhren eingelegt worden sind, um während der übrigen Bauzeit und namentlich auch später das nachfliefsende Wasser stetig und regelrecht abzuführen, wie denn auch zur Zeit noch diese Stollen bei jedem gröfseren Niederschlag sofort in Thätigkeit treten und in befriedigender Weise functioniren.

Wo die wasserführenden Schichten nur in geringer Tiefe unter dem Terrain liegen, sind statt der Stollen Sickercanäle angelegt worden.

Als weitere Sicherheitsmaafsregeln gegen etwaige Rutschungen wurden ferner Abzugsgräben auf der oberen Böschungskante hergestellt und Abpflasterungen der Böschungen selbst zur Ausführung gebracht. Der auf Blatt 41 in Fig. 5 nach örtlicher Aufnahme dargestellte Querschnitt dürfte wohl die Methode der während der Bauzeit getroffenen Vorkehrungen ausreichend erkennen lassen.

Wenn auch in Folge der vorstehend beschriebenen Maafsregeln gröfsere Bewegungen im Einschnitt nach Eröffnung des Betriebes nicht mehr eingetreten, so sind doch vereinzelte Rutschungen bis heute noch nicht ganz zu vermeiden gewesen, vielmehr haben sich noch in jedem Frühjahre nach Abgang des Schnees oder bei anhaltender Nässe an einzelnen Stellen der Böschungen Ausbauchungen und selbst Rutschungen gezeigt, welche darauf hindeuteten, dafs die getroffenen Vorkehrungen noch nicht durchweg ausreichend und stark genug waren, um der zerstörenden Einwirkung des Wassers hinreichend Widerstand zu bieten.

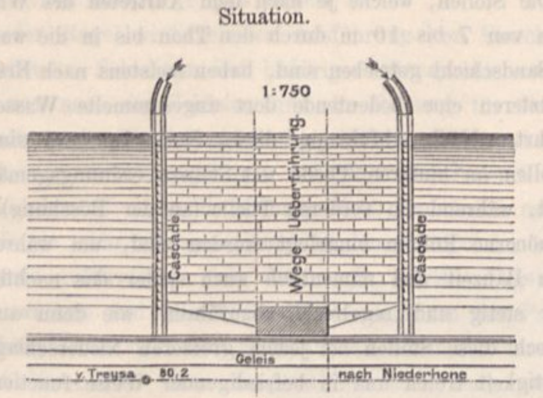
Von derartigen in letzterer Zeit aufgetretenen gröfseren Rutschungen sind namentlich diejenigen in unmittelbarer Nähe der Wegeunterführung in km 802 und rechts bei km $79_{,8}$ hervorzuheben. Erstere Stellen sind, wie die umstehenden Skizzen zeigen, mit bedeutenden Kosten befestigt, und ist hierbei namentlich auch für eine gute Abführung der Tagewasser mittelst Cascaden gesorgt worden, da Befürchtungen für das Bauwerk nicht ausgeschlossen waren. Letzteres ist schon früher, während der Bauzeit, ebenfalls in Folge einer starken Abrutschung, stark beschädigt worden.

Die Rutschstelle bei $79_{,8}$ ist aufgeräumt, jedoch zunächst nicht weiter befestigt worden, da auch etwa noch nachrutschende Massen das weit genug entfernte Betriebsgeleise vorläufig nicht gefährden können.

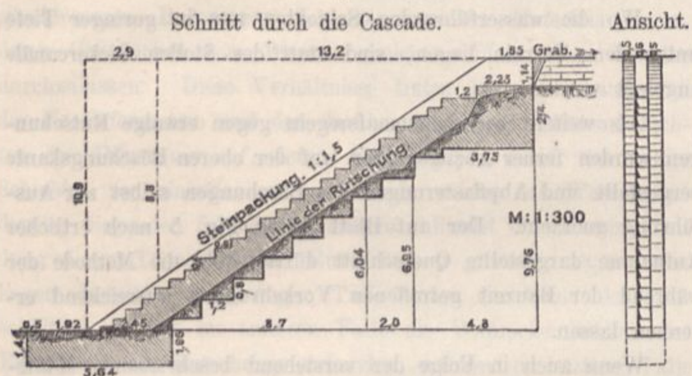
Die ferner in letzter Zeit zur Befestigung der rutschenden Einschnittsböschungen angewendeten Fufsmauern (siehe Fig. 6 und 7 auf Blatt 41) haben sich gut bewährt. Dieselben sind geeignet, die Böschung nach und nach auszutrocknen, und halten aufserdem den Druck der über sie in Schlammform hinwegfliefsenden Böschungsmassen aus. Es ist Absicht, an diesen Stellen die gerutschten Massen so lange stets wieder zu entfernen, bis die Böschungen den ihnen eigenthümlichen Ruhewinkel gebildet haben, worauf dann eine wirksame Befestigung durch Anpflanzung von Akazien erfolgen soll.

Gleichwie die Böschungen zeigte auch die Sohle des Einschnittes fortwährend für die Unterhaltung des Geleises sehr

Situation.

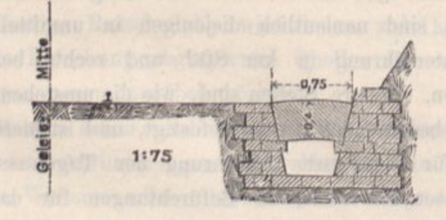


Schnitt durch die Cascade. Ansicht.



nachtheilige Bewegungen, bis durch Herstellung der auf Blatt 41 Fig. 8 angegebenen frostfreien Packlage nebst seitlicher Entwässerung und Längsrigolen nunmehr ebenfalls ein für die Geleiseunterhaltung geeigneter Zustand herbeigeführt worden ist.

An dieser Stelle mag auch noch erwähnt werden, dafs durch den starken Druck der seitlichen Rutschmassen, und zwar nicht allein in diesem Einschnitt, sondern auch auf anderen Strecken das Grabenmauerwerk stark angegriffen worden ist, in Folge dessen, so weit nicht eine vollständige Neuherstellung des Grabenmauerwerkes erforderlich war, Stützbögen in der nach



der beistehenden Skizze angegebenen Weise hergestellt worden sind. Dieselben haben durchschnittlich einen Kostenaufwand von 2,75 ℳ pro Bogen verursacht.

2) Die Rutschung im Einschnitt an der Rothen Mühle zwischen den Stationen 1054—1057.

Die Bahnlinie durchschneidet in der Nähe der Rothen Mühle, nachdem sie kurz vorher das Beisethal mittelst gewölbter Brücke von 3 Oeffnungen à 12 m überschritten hat, zwischen den Stationen 1054 + 15 bis 1057 eine hier stark vortretende Bergnase der rechtsseitigen Abhänge des Beisethales und kehrt dann nach abermaliger Ueberschreitung dieses Thales gleichfalls mittelst gröfserer gewölbter Brücke (Beisebrücke IV) nach dem linksseitigen Thalrande zurück, an welchem sie sich dann bis zur „Roggenmühle" hinzieht, um von hier, mit Benutzung eines kleinen Seitenthales, die Richtung nach Malsfeld einzuschlagen.

Eine Umgehung der erwähnten Bergnase, sogar mit Vermeidung der beiden grofsen Beisebrücken, war nach Maafsgabe der örtlichen Verhältnisse nicht angängig, da die Bahnlinie bei dem vorgeschriebenen Minimal-Radius von 400 m unmöglich den Windungen des Flufsthales folgen konnte. Allenfalls wäre eine Verschiebung der Linie so weit, dafs nur die äufserste Spitze der Bergnase angeschnitten worden wäre, ausführbar gewesen, und ist auch diese Verschiebung seiner Zeit in's Auge gefafst worden. Da aber behufs Ausführung derselben der kostspielige Ankauf des ganzen Etablissements „Rothe Mühle" mit seinen Wassergerechtsamen und den weiteren in Bezug auf die Landwirthschaft geltend gemachten Entwerthungs-Entschädigungen in Frage kam, so wurde damals aus finanziellen Gründen von dieser Führung der Bahnlinie Abstand genommen, was jedenfalls nicht geschehen wäre, wenn die ungleich kostspieligeren Nachwehen der zur Ausführung gelangten Richtung auch nur annähernd hätten vorausgesehen werden können.

Der in wiederholt erwähnter Bergnase herzustellende Einschnitt hatte in der Mittellinie der Bahn eine Länge von 285 m und in Stat. 1055 + 45 die gröfste Höhe von $22_{,8}$ m.

Das Gebirge besteht aus vielen über einander gelagerten bis zu 2 m hohen Schichten gesunden bunten Sandsteins, welche durch viele verschieden hohe, vereinzelt sogar bis $0_{,5}$ m starke Lettenschichten getrennt sind, und etwa in einer Neigung von 15 bis 20° (durchschnittlich 1 : 3) von rechts nach links, also nach dem Thale hin, fallen. Eigentliche Quellen sind nicht vorhanden, jedoch war der Einschnitt in Folge der durch Terrainspalten eingedrungenen Tagewasser häufig sehr nafs.

Mit der Herstellung dieses Einschnittes, in welchem nach dem Entwurf unter Zugrundelegung $1\frac{1}{2}$ facher Anlage der Böschungen 131652 cbm Erdmassen zu lösen waren, wurde bereits Ende September 1875 begonnen. Die Ausführung konnte jedoch in der ersten Zeit nur langsam betrieben werden, da die Massen fast sämmtlich Thal abwärts zu fördern waren und der gröfste Theil derselben auf der linken Thalseite ausgesetzt werden sollte, dieser Förderung über das Thal aber die noch in der Ausführung begriffene Beisebrücke IV grofse Hindernisse bezw. Erschwernisse bereitete.

Nachdem zu beiden Seiten kürzere Voreinschnitte fertig gestellt waren, ging der betr. Unternehmer Mitte December 1876 behufs Einführung des sogenannten englischen Einschnittbetriebes mit dem Vortreiben eines Sohlenstollens und dann im Frühjahr 1877 mit dem Vortreiben des zweiten vor; beide Stollen waren in der Entfernung der späteren Fahrgeleise von einander angeordnet.

Bereits im Sommer 1877 zeigten sich Bewegungen in den Stollen, in Folge welcher dieselben stellenweise sogar verdrückt und verschüttet wurden. Im Frühjahr 1878 nahmen diese Bewegungen einen gröfseren Umfang an, indem das mit 1- bis $1\frac{1}{4}$ facher Anlage hergestellte Rollloch sehr häufig zurutschte, so dafs schliefslich im Mai 1878 der Stollenbetrieb aufgegeben werden mufste. Nunmehr wurde Kopfförderung mit doppelter Förderung der Massen eingeführt, und, da die Betriebseröffnung der Bahnstrecke für den 15. Mai 1879 in Aussicht genommen war, Tag und Nacht mit 2 Locomotiven und mit Wechselzügen gearbeitet. Trotzdem fiel der tägliche Arbeitsfortschritt von Tag zu Tag geringer aus, da die Rutschungen, namentlich gegen Ende des Jahres 1878, immer umfangreicher und gefährlicher wurden.

Im Jahre 1879 mufste sogar Ende April die unliebsame Thatsache anerkannt werden, dafs die noch zu fördernden rückständigen Massen, anstatt sich zu verringern, von Tag zu Tag zunahmen. Dieser Mifsstand wurde hauptsächlich durch den am 11., 12. und 13. April stattgefundenen andauernden starken Schneefall bei Thauwetter, sowie durch den am 16. und 17. April erfolgten ununterbrochenen gewitterartigen Regen veranlafst. Diese Niederschläge waren namentlich auch an einer am 23. April ganz plötzlich eingetretenen ganz bedeutenden Rutschung schuld, durch welche der, wenn auch noch in geringer Breite, so doch durchweg ziemlich auf Bahnplanum ausgearbeitete Einschnitt wieder bis auf 10 bis 15 m Höhe ausgefüllt wurde.

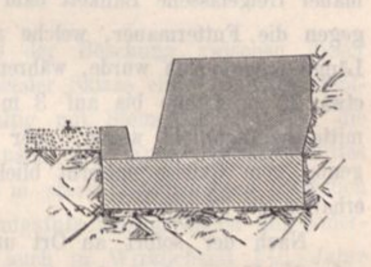
Es mag hier noch die Bemerkung eingeschaltet werden, dafs sofort, nachdem die ersten Anzeichen von Bewegungen auftraten, wobei sich namentlich tiefe Spalten im oberen Waldterrain, schon ziemlich entfernt von der angenommenen oberen Böschungslinie, zeigten, oberhalb dieser Spalten ein Entwässerungsgraben hergestellt wurde, welcher dazu bestimmt war, die von oberhalb nach dem Einschnitt abfliefsenden Wasser aufzunehmen und zu beiden Seiten der Bergnase, also in der Längenrichtung der Bahn, abzuführen. Da derartige Spalten sich nach und nach immer wieder weiter oberhalb am Berge zeigten, so mufste dieser Graben verschiedene Male immer wieder weiter oberhalb von neuem ausgehoben werden, während der vorher angelegte Graben mit den Rutschmassen verschwunden war.

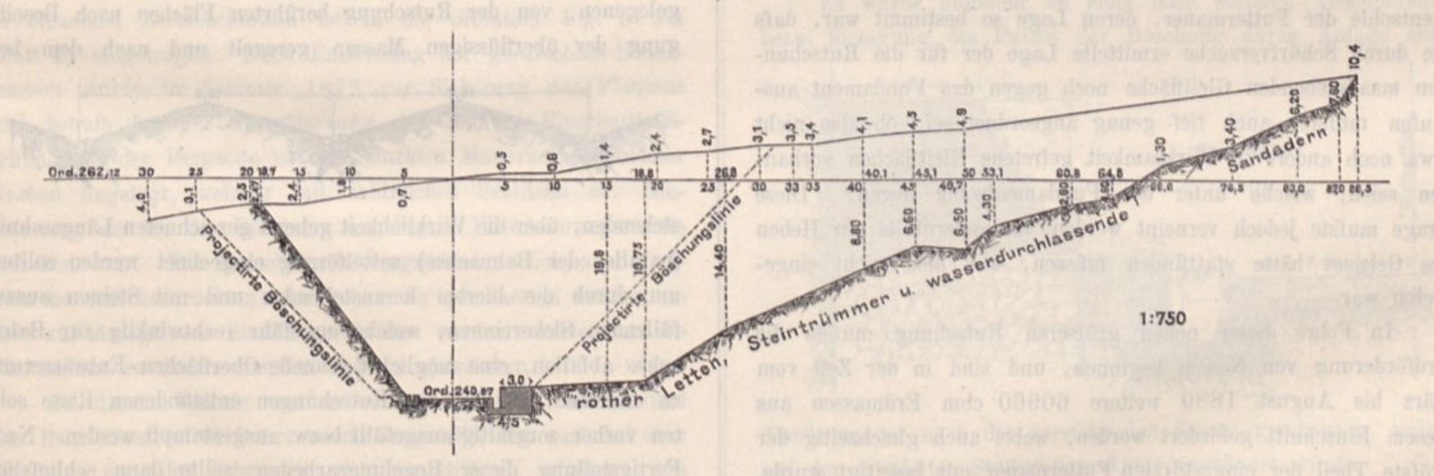
Wenn nun auch die Entfernung der den Einschnitt zufüllenden Massen mit allem Nachdruck und allen zu Gebote stehenden Mitteln zu beschleunigen gesucht wurde, so mufste doch auch andererseits der Arbeitsbetrieb in diesen Rutschmassen aufserordentlich vorsichtig angefafst werden, und konnte demgemäfs und der Natur der Sache nach nur ein langsamer Fortschritt erwartet werden.

Eine in der Zeit vom 16. bis 21. Mai 1879 erfolgte, auf Blatt 42 Fig. 1 dargestellte Situationsaufnahme dürfte im Zusammenhange mit den auf demselben Blatte unter Fig. 2 bis 5 aufgetragenen Querschnitten ein klares und höchst interessantes Bild von dem wüsten Zustande des Einschnittes zu dieser Zeit geben. Es sind selbstverständlich damals durch den ganzen Einschnitt hindurch Querschnitte aufgenommen, und sind die wenigen hier dargestellten nur aus der grofsen Zahl derselben herausgegriffen, um die Art und Weise der Rutschungen zu kennzeichnen.

Aus diesen Aufnahmen ist ersichtlich, wie zu jener Zeit in der Mitte des Einschnittes noch ein Keil stand, welcher der rechtsseitigen Böschung gewissermafsen als Stützpunkt diente. Wurde an diesen Keil gerührt, so kamen die durch denselben gestützten, an der Böschung lagernden Rutschmassen sofort in Bewegung.

Es wurde deshalb der Entschlufs gefafst, den Fufs der rechtsseitigen Böschung durch eine in Mörtel auszuführende solide Futtermauer nach beistehender Skizze zu stützen, und zwar sollte, je nachdem die Aufräumung des Einschnittes es gestattete, stückweise mit der Ausführung der Futtermauer vorgegangen werden. Diese Mauer war zunächst in einer Länge von 150 m zwischen den Stationen 1054 + 70 bis 1056 + 20 vorgesehen, und wurde im Juni 1879 mit ihrer Herstellung in der oben angedeuteten Weise begonnen. Dieselbe sollte vorerst nur in $1{,}_5$ bis 2 m Höhe über Grabensohle hergestellt werden, da es in erster Reihe nur darauf ankam, den Betrieb so schleunig als möglich zu eröffnen, und weil die erforderliche weitere





Aufhöhung der Mauer auch nach der Betriebseröffnung erfolgen konnte.

Es gelang denn auch, den Einschnitt nach und nach, jedoch zeitweise mit unangenehmen Unterbrechungen, aufzuräumen und die Futtermauer stückweise herzustellen. Zu diesen Unterbrechungen gehörte namentlich die in Folge von anhaltenden Regengüssen am 10. Juli 1879 zwischen den Stationen 1054 + 80 bis 1055 + 40 stattgehabte Abreifsung einer Gebirgsmasse, welche sich um 4 m in den Einschnitt vorschob und dem Weiterbau der von Norden her bis 1055 + 50 vorgeschrittenen Futtermauer vorläufig halt gebot. Es liefsen sich jedoch diese Rutschmassen bald wenigstens so weit aufräumen, dafs mit der weiteren Herstellung der Futtermauer fortgefahren werden konnte, wonach es endlich ermöglicht wurde, am 1. August 1879 den Betrieb durch den Einschnitt zu eröffnen.

Zu dieser Zeit war die rechtsseitige Böschung an den am meisten zum Abrutschen geneigten Stellen etwa nach der vorstehenden Skizze in einer Neigung von 1 : $2^1/_2$ bis 1 : 3 und derartig ausgebildet, dafs hinter der Futtermauer noch ein bis 10 m breites Bankett zur Aufnahme nachrutschender Massen vorhanden war.

Die Menge der bis dahin aus diesem Einschnitte geförderten Massen betrug 304000 cbm gegenüber der im Anschlage vorgesehenen Menge von 131652 cbm.

Nachdem somit endlich mit den gröfsten Mühen und Kosten die Betriebseröffnung ermöglicht worden war, wurde darauf Be-

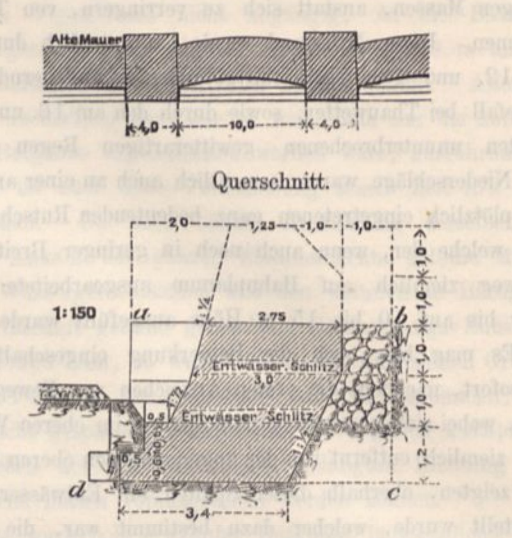
dacht genommen, nach vollständiger Regelung der Böschungsflächen, bezw. im Zusammenhange mit dieser Ausführung auch noch diejenigen Maafsregeln zu treffen, welche den Einschnitt gegen weitere Abrutschungen dauernd schützen sollten. Da sich die Feststellung derselben, welche eine reifliche Ueberlegung erforderten, bis zu der in jener Gegend sehr frühzeitig eintretenden ungünstigen Herbstwitterung verzögerte, überdies auch der Winter zu derartigen Ausführungen sich wenig eignet, so sollten, bei steter sorgfältiger Beobachtung des Verhaltens des Einschnittes, die Ausführungen bis zum nächsten Frühjahre verschoben werden. Mit dem Beginn des letzteren nahmen jedoch die Bewegungen in den Böschungsflächen, welche den Winter über allerdings zu keiner Zeit vollständig nachgelassen hatten, wieder ganz unerwartet umfangreichere Dimensionen an. Die Massen drängten kräftig nach vorn, hatten das hinter der Futtermauer freigelassene Bankett bald ausgefüllt und drückten dann gegen die Futtermauer, welche am 7. März 1880 auf 65 m Länge umgeworfen wurde, während die Rutschmassen selbst auf etwa 25 m Länge bis auf 3 m Entfernung von der Geleisemitte herangerückt waren, aber glücklicher Weise noch weitgenug vom Geleise entfernt blieben, um den Betrieb aufrecht erhalten zu können.

Nach der sofort an Ort und Stelle vorgenommenen eingehenden Untersuchung konnte man sich der Ueberzeugung nicht ganz verschliefsen, dafs voraussichtlich auch eine noch kräftiger angelegte Futtermauer den andrängenden Rutschmassen auf die Dauer nicht Widerstand geleistet hätte, so lange eben nicht die weiteren Vorkehrungen zur Entwässerung der Gleitflächen, Befestigung der Böschungen u. s. w. vollständig zur Ausführung gekommen wären. Gleichzeitig hiermit wurde die Frage angeregt, ob und in wieweit nicht etwa noch ein anderer Umstand auf den Umsturz der Mauer eingewirkt habe, und ob die Fundamentsohle der Futtermauer, deren Lage so bestimmt war, dafs die durch Schürfversuche ermittelte Lage der für die Rutschungen maafsgebenden Gleitfläche noch gegen das Fundament auslaufen mufste, auch tief genug angeordnet sei, ob also nicht etwa noch andere in Wirksamkeit getretene Gleitflächen vorhanden seien, welche unter der Fundamentsohle liegen? Diese Frage mufste jedoch verneint werden, da andernfalls ein Heben des Geleises hätte stattfinden müssen, was aber nicht eingetreten war.

In Folge dieser neuen gröfseren Rutschung mufste die Erdförderung von Neuem beginnen, und sind in der Zeit vom März bis August 1880 weitere 60960 cbm Erdmassen aus diesem Einschnitt gefördert worden, wobei auch gleichzeitig der gröfste Theil der eingestürzten Futtermauer mit beseitigt wurde.

Nach Aufräumung des Einschnittes und schon während derselben wurde dann mit der endgiltigen Befestigung und Regelung der Böschung nach einem, auf eingehende Prüfung der örtlichen Verhältnisse begründeten und sorgfältig ausgearbeiteten Entwurf vorgegangen.

Durch diesen Entwurf war in erster Reihe eine Verstärkung des stehen gebliebenen Theiles der Futtermauer, so wie auch eine gegen früher ungleich kräftigere Construction des wiederherzustellenden Theiles derselben mit Hinterpackung und entsprechender Entwässerung angeordnet. Der Aufbau des neuen in Mörtelmauerwerk herzustellenden Theiles der Futtermauer sollte in der Weise erfolgen, dafs zwischen 10 m im Lichten von einander entfernten Widerlagspfeilern sich Mauern von dem hier gezeichneten Profil bogenförmig zwischen spannen. Für das Querprofil der in 4 m Breite auszuführenden Wider-



lagspfeiler waren die durch die Buchstaben *a b c d* sich ergebenden Maafse vorgeschrieben. Die Ausführung der Mauer sollte vorerst wegen Kürze der Zeit und aus Sparsamkeitsrücksichten nur in einer Höhe von 2 m über Grabensohle bewirkt, und die Nothwendigkeit einer etwaigen Höherführung derselben erst durch weitere Beobachtungen festgestellt werden.

Die Trockenpackung hinter der Futtermauer war auf 1 m Stärke bestimmt worden. Zur besseren Entwässerung der Rutschmassen sollte aufserdem noch hinter der Trockenpackung ein System von tief eingeschnittenen und mit Steinen ausgepackten Sickerschlitzen, welches sich auf 8 m bis 12 m von der Mauer ab in die Böschung hinein erstreckte, angelegt werden.

Weiter war angeordnet, dafs zugleich mit dem stückweise vorzutreibenden Bau der Futtermauer die oberhalb der Bahn gelegenen, von der Rutschung berührten Flächen nach Beseitigung der überflüssigen Massen geregelt und nach dem bei-



stehenden, über die Wirklichkeit gehend gezeichneten Längsschnitt (parallel der Bahnachse) sattelförmig eingeebnet werden sollten, um durch die hierbei herzustellenden und mit Steinen auszufüllenden Sickerrinnen, welche ungefähr rechtwinklig zur Bahnachse abfallen, eine möglichst schnelle Oberflächen-Entwässerung zu erzielen. Die bei den Rutschungen entstandenen Risse sollten vorher sorgfältig ausgefüllt bezw. ausgestampft werden. Nach Fertigstellung dieser Regelungsarbeiten sollte dann schliefslich noch eine Besamung und Bepflanzung der Böschungsflächen mit Akazien oder anderen geeigneten Holzarten zur Ausführung gelangen. Aufserdem war auch eine besonders sorgfältige Anlage bezw. befestigte Wiederherstellung des schon früher erwähnten Grabens oberhalb der oberen Böschungskante behufs seitlicher Abführung des von dem höher gelegenen Terrain zufliefsenden Tagewassers von Neuem angeordnet worden. Auch glaubte man, die Herstellung der Futtermauer nunmehr auf die ganze Länge des Einschnittes ausdehnen zu müssen.

Nach diesen Anordnungen ist die Regelung resp. Befestigung des Einschnittes im Grofsen und Ganzen, abgerechnet einige unwesentliche durch örtliche Verhältnisse bedingte Abweichungen, zur Ausführung gelangt, und sind auch bis zum heu-

tigen Tage nirgend Spuren einer weiteren Bewegung in der Böschungsfläche wahrgenommen worden. Die auf Blatt 42 unter Fig. 6 dargestellte Ansicht von der Böschungsfläche dürfte im Zusammenhange mit den unter Fig. 7 bis 10 dargestellten Querschnitten die Gesammtanordnung der ausgeführten Befestigungsarbeiten ziemlich klar veranschaulichen, während die auf Blatt 43 unter Fig. 1 bis 8 mitgetheilten Zeichnungen die einzelnen Constructionen noch ausführlicher erläutern sollen.

Es stellt nämlich daselbst Fig. 1 die Ansicht und Fig. 3 den Grundrifs eines Theiles der Futtermauer dar, so weit der stehengebliebene Theil der ersten Futtermauer noch bei der späteren Wiederherstellung und Verstärkung mit benutzt werden konnte, während Fig. 2 die Ansicht und Fig. 4 den Grundrifs der vorstehend beschriebenen Neuanlage veranschaulicht. Die in den Figuren 5 und 6 angedeuteten ausgesparten Räume sind von der alten (ersten) Futtermauer ausgefüllt.

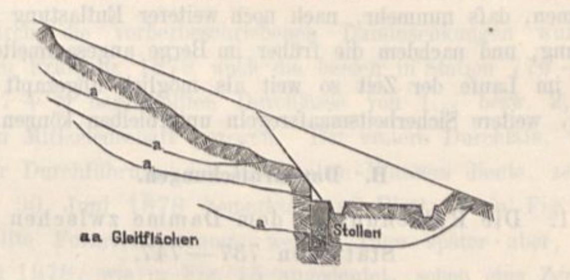
3. Einschnitt an der Kunstmühle zwischen den Stationen 1085 — 1087.

Dieser Einschnitt wurde im Jahre 1875 in Angriff genommen, und traten die ersten Rutschungen im Sommer 1876 ein, nachdem die Erdmassenförderung beinahe gänzlich beendet war.

Der Einschnitt ist, wie aus den Querschnitten Fig. 10 und 11 auf Blatt 41 ersichtlich, in eine Berglehne von etwa 22° Neigung eingeschlitzt und besteht in seinem oberen Theile aus Basalterde, über welche sich Lehm und Thon gelagert haben, und welche mit zahlreichen feinen rothen sandigen Thonlagen von häufig nur 1 oder 2 cm Stärke durchsetzt ist. Diese feuchten, sehr schwachen Thonlagen liegen in den verschiedensten Neigungen und bilden die Gleitflächen der Rutschmassen nach gestörtem Gleichgewicht. Der Umfang des gerutschten Terrains in einzelnen Zeitabschnitten ist in die Situation Fig. 9 auf Blatt 41 eingetragen. Nach Entfernung der gerutschten Bodenmassen wurde im Sommer 1877 zur Sicherung des Planums und behufs besserer Entwässerung der unteren Einschnittsböschung an der Bergseite ein aus starkem Mauerwerk gebildeter Graben angelegt, welcher mit zahlreichen Schlitzen zur Einmündung der in der Böschung angelegten Entwässerungscanäle versehen war. Die Rutschungen vergröfserten sich aber fortwährend und zerdrückten oder hoben die gemauerten Gräben, so dafs zur Anlage von Stollen geschritten werden mufste, um die Gleitflächen zu durchschneiden und zu entwässern.

Zu diesem Behufe wurden vorerst auf dem Planum und den Berglehnen selbst Bohrversuche angestellt, um zunächst über die Lage der Gleitflächen ein richtiges Bild zu erhalten, was aber mit Rücksicht auf die aufserordentlich geringe Mächtigkeit dieser Thonschichten sehr schwierig war und deshalb auch nur in sehr unvollkommener Weise gelang. Es ist daher mit dem Bau der Stollen in der Weise vorgegangen, dafs eine Gleitfläche erfafst und diese so weit verfolgt und durchschnitten wurde, wie der Bau dies gestattete. Auf diese Weise sind die Hauptstollen I bis IV Fig. 9 auf Blatt 41 entstanden, welche dann später je nach Bedürfnifs mit Abzweigungen versehen und mit einander in Verbindung gebracht wurden.

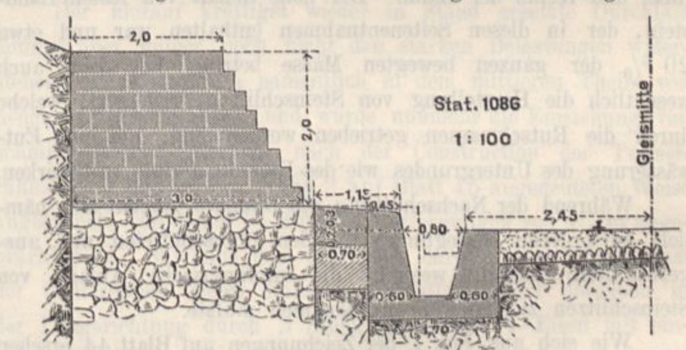
Durch die Anlage dieser Stollen ist allerdings eine bedeutende Wasserabzapfung des Berges nicht erzielt worden, doch haben dieselben vor allem den Zweck erreicht, dafs durch die Durchschneidung der Gleitflächen zunächst gröfsere Bewegungen verhindert worden sind. Wohl aber lag die Befürchtung vor, dafs bei Senkung des Planums, welches etwa 50 cm über die projectmäfsige Höhenlage gehoben war, hierdurch das Gegengewicht oder das Widerlager für die an der Böschung drückenden Massen zu sehr geschwächt würde und somit einer gröfseren umfangreicheren Bewegung zu leicht Vorschub geleistet werden möchte. Es wurde deshalb vorsorglich, um zunächst auch noch die unter dem Planum liegenden Gleitflächen zu durchschneiden,



parallel der Bahn am Fufse der Böschung zwischen dieser und dem Planum nach beistehender Skizze ein 3 m tiefer Stollen angelegt, welcher, sorgfältig mit Steinen ausgepackt, die durchschnittenen Gleitflächen nach dem Ende des Einschnittes entwässerte. Obgleich diese 3 m starke Steinpackung sicherlich sehr geeignet war, den Böschungsfufs auszutrocknen und widerstandsfähig zu machen, und auch in Wirklichkeit $1^1/_2$ Jahre lang, vom Herbst 1878 an, weitere Bewegungen verhindert hat, so erfolgte doch im März 1880 beim Abgehen des Schneewassers ein abermaliger Absturz von Rutschmassen auf das Planum und die Betriebsgeleise, ein Beweis, dafs die Böschung noch immer nicht genügend entlastet war.

Nachdem diese etwa 25000 cbm betragenden Rutschmassen mit grofser Beschleunigung beseitigt worden waren, zeigte sich, dafs die vorerwähnte Auspackung nirgend beschädigt war.

Es wurde nunmehr zu einer noch weiteren Abschliefsung bezw. Sicherung des Fufses der Böschung durch Anlage einer



Trockenmauer nach der vorstehenden Skizze geschritten, welche auf der erwähnten Stollenauspackung gegründet wurde.

Aber auch hiermit ist es noch nicht möglich gewesen, weiteren Bewegungen vorzubeugen, denn schon im Laufe des Sommers 1882 zeigte die Böschung starke Abbrüche, welche mehr als 3 m weit über das oben abgegrenzte Bahnterrain reichten, sich dann auch über die ganze Böschung weg bis zu der den Böschungsfufs begrenzenden Stützmauer fortsetzten und gegen diese derartig kräftig andrängten, dafs es schon im Herbst angezeigt schien, das Betriebsgeleis auf einige hundert Meter Länge nach der, der rutschenden Böschung abgewendeten Seite zu verlegen.

Die Bewegungen dauerten indefs fort, und geriethen schliefslich etwa 20000 cbm Massen in Rutschung, welche an zwei Stellen die Mauer vollständig umstürzten und sodann bis

an die Stelle vordrangen, auf der früher das Betriebsgeleise gelegen hatte. Da hierdurch eine etwaige Unterbrechung des Eisenbahnbetriebes zunächst nicht zu befürchten war, so glaubte man, von weiteren Sicherheitsvorkehrungen vorläufig Abstand nehmen und vorerst das Wesen und den weiteren Verlauf der Rutschungen durch fortgesetzte Beobachtungen feststellen zu sollen. Seit jener Zeit (Herbst 1882) sind bis jetzt weitere Bewegungen nicht bemerkt worden, und läfst sich wohl annehmen, dafs nunmehr, nach noch weiterer Entlastung der Böschung, und nachdem die früher im Berge angesammelten Wasser im Laufe der Zeit so weit als möglich abgezapft worden sind, weitere Sicherheitsmaafsregeln unterbleiben können.

B. Dammrutschungen.

1. Die Rutschung in dem Damme zwischen den Stationen 737 — 747.

Die Schüttung dieses Dammes war bereits Ende 1876 zum grofsen Theile bewirkt. Das Material derselben ist aus dem Einschnitt von Station 749 bis 760 entnommen und besteht aus einem festen hellgrauen, mit feinem Sande untermischten Thon, welcher sich im Einschnitt nur sehr schwer lösen liefs. Der Untergrund des Dammes besteht in dem tiefer gelegenen Theile aus Wiesen und zum kleineren Theile aus Ackerland.

Nach den anhaltenden Regengüssen des September 1876 zeigten sich in den Stationen 744 — 746 Rutschungen, welche in Folge der andauernden ungünstigen Witterung stetig zunahmen. Der Arbeitsbetrieb mufste bis Mai 1877 ausgesetzt werden, da in dem schlüpfrigen Einschnitte und dem aufgeweichten Damme das Arbeitsgeleise nicht zu halten war.

Die Vollendung des Dammes erfolgte nach Eintritt günstigen Wetters durch Seitenentnahmen aus dem Eingangs erwähnten, bei Treysa gelegenen, der bunten Sandsteinformation angehörigen Bergrücken, und zwar hier von Station 732 bis 335 links und rechts der Bahn. Der hohe Gehalt von festem Sandstein, der in diesen Seitenentnahmen enthalten war und etwa 20 % der ganzen bewegten Masse betrug, hat denn auch wesentlich die Herstellung von Steinschlitzen erleichtert, welche durch die Rutschmassen getrieben worden sind, um eine Entwässerung des Untergrundes wie des Dammmaterials zu bewirken.

Während der Nachschüttung des Dammes zeigten sich nämlich auf's Neue Bewegungen in den überschütteten und ausgerutschten Massen, weshalb die umfangreiche Anlage von Steinschlitzen zur Ausführung kommen mufste.

Wie sich aus Fig. 1 der Zeichnungen auf Blatt 44 ersehen läfst, sind diese Schlitze in Richtung der Rutschungen durch letztere bis in das Normalprofil des Dammes getrieben. Diese Schlitze haben eine Sohlenbreite von $2,_5$ m und je nach der Höhe der Rutschmassen eine Tiefe von $1,_0$ bis $5,_0$ m erhalten, und sind aufserdem mit Ansteigung angelegt, damit das Wasser in den aufserhalb der Rutschmassen angelegten, gleichfalls mit Steinen ausgepackten Abzugsgräben abgeführt wird.

Die im Frühjahr und Sommer 1878 beobachteten Hebungen des Erdreiches am Fufse der Rutschmassen rechts der Bahn, die in geringerem Maafse jedenfalls schon früher aufgetreten sein werden und als eine Folge vorhandener Gleitflächen unter dem Terrain anzusehen sind, haben eine theilweise Zerstörung der Sickerschlitze und des Sammelgrabens bewirkt, nach deren Wiederherstellung jedoch weitere Bewegungen nur in geringem Maafse aufgetreten sind. Auch bis in die neueste Zeit hinein haben sich, abgesehen von der bei nassem Wetter jedesmal eintretenden Senkung des Geleises, Bewegungen im Dammkörper nicht bemerklich gemacht, so dafs die getroffenen Sicherheits-Vorkehrungen im Allgemeinen als ausreichend bezeichnet werden können.

Ueber die besonderen Ursachen, welche dieser Dammrutschung zu Grunde liegen, und welche sich in der Aufweichung der Dammsohle und Bildung von Gleitflächen in der Dammmasse selbst äufserten, giebt das Auftreten von Wasserläufen Aufschlufs, die sich an Stellen zeigten, an denen im Beginn der Bauzeit trockener Untergrund war. Aus dieser Erscheinung und aus dem im Allgemeinen überhaupt bedeutenderen Hervortreten des Wassers im umliegenden Terrain mufs gefolgert werden, dafs durch die grofse Dammbelastung die weicheren wasserführenden Erdschichten so stark geprefst worden, dafs die unterirdischen Wasserläufe versperrt sind, das Wasser dadurch angestaut und in die Dammsohle eingedrungen ist. In Folge der Ausweichung der Dammsohle sind dann zahlreiche Risse im Damme eingetreten, welche durch Eindringen des Tagewassers zur Bildung von Gleitflächen beigetragen und somit bei Vollendung der Schüttung weitere Bewegungen veranlafst haben.

2. Die Rutschung des sogenannten Leimsfelder Dammes von Station 777 bis 788.

Das Terrain, über welches dieser Damm führt, besteht zwischen den Stationen 775 und 781 aus Bruchwiesen, die den Boden des früheren Leimsfelder Sees gebildet haben, welch' letzterer vor etwa 50 Jahren abgelassen worden ist.

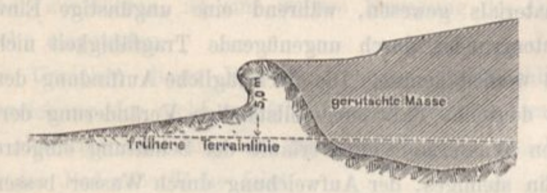
Das Schüttungsmaterial ist anfänglich aus dem unter A. 1. erwähnten Leimsfelder Einschnitt (Station 793 + 50 bis 804 + 50), dessen geognostische Verhältnisse dort beschrieben sind, später aus Seitenentnahmen in Station 793 bis 796 rechts der Bahn entnommen.

Ein grofser Theil der genannten Einschnittsmassen, der hauptsächlich aus thonigem Lehm und Sand bestand, war bereits Ende 1876 in den Damm bis Station 778 eingebaut, als sich nach den heftigen Niederschlägen des Monates September Rutschungen in den Stationen 778 bis 781 zeigten, in Folge deren der Arbeitsbetrieb auch in diesem Loose eingestellt werden mufste. Bei der andauernden ungünstigen Witterung konnte derselbe erst im Sommer 1877 wieder aufgenommen werden.

Da inzwischen im ganzen Leimsfelder Einschnitt blauer Thon erreicht war, wurde die weitere Schüttung aus der vorbezeichneten Seitenentnahme bewirkt, woselbst sich ein sandiger Lehmboden vorfand. Namentlich wurde die Umschüttung der zwischen den Stationen 775 und 778 ausgeführten Bauwerke (eine Unterführung und zwei Durchlässe) mit dem besten zu Gebote stehenden Material vorgenommen, während die sämmtlichen Thonmassen des Einschnittes rechts der Bahn zwischen den Stationen 780 bis 783 ausgesetzt wurden.

Auch hier nahmen die Rutschungen während der weiteren Ausführung des Dammes immer mehr zu, und da auch hier ein Aufweichen des Lehmbodens in der Dammsohle eingetreten war, so wurde bei diesem Damme in ähnlicher Weise, wie bei dem vorbeschriebenen, zur Ausführung zahlreicher Schlitze mit Steinpackung geschritten, wie das in der Zeichnung Fig. 2 auf Blatt 44 ersichtlich gemacht ist. Diese Schlitze sind je nach Erfordernifs an den quellenreichsten Stellen in Entfernungen von 15 bis 25 m in der Richtung der Rutschmassen angelegt

und haben nach dem Umfange der Ausweichung Längen von 10 m bis 65 m erhalten, wobei, da bei ihrer Herstellung vor allem der Zweck erreicht werden mufste, dieselben bis in die wasserdurchlässigen Theile des Dammkörpers geführt worden sind, wie dies aus dem auf Blatt 44 Fig. 4 dargestellten Querschnitte zu ersehen ist. Bei einer Sohlenbreite der Schlitze von $2{,}_5$ m am Fufse der Rutschung, und einem Eingreifen in den Erdboden von $0{,}_5$ m erweitern sich dieselben nach dem Dammkörper zu bis auf $4{,}_0$ m, während die Auspackung derselben mit Steinen am Fufse der Rutschung in einer Höhe von $0{,}_5$ m erfolgt ist und bis zum Kern des Dammes allmälig die Höhe von 3 m annimmt. Ueber der Steinpackung befindet sich noch ein durchlässiges Bodenmaterial, so dafs ein ungehinderter Abflufs der im Damme angesammelten Tagewasser ermöglicht wurde. Es hat sich auch hier gezeigt, dafs diese Schlitze gut arbeiten, da während der ganzen übrigen Bauzeit eine stetige Wasserabführung durch dieselben bemerkt wurde. Die Schlitze, welche im Jahre 1877 fast vollständig fertig gestellt waren, haben jedoch nicht vermocht, den Damm an allen Stellen zu halten, da nach Vollendung des Dammes eine wesentliche Veränderung des Untergrundes, namentlich zwischen den Stationen 776 und 780 links der Bahn, eintrat. Der Untergrund gab an diesen Stellen im Frühjahr 1878 der Dammbelastung nach, indem entweder derselbe unter der Grasnarbe am Fufse der Rutschung geprefst wurde, wodurch eine Hebung des angrenzenden Erdreichs auf gröfsere Entfernung eintrat, oder



ein wellenartiges Emporheben der Grasnarbe, wie dies vorstehende Skizze zeigt, erfolgte, so dafs stellenweise der Untergrund bis auf eine Höhe von $5{,}_0$ m über die Oberfläche emporgeprefst erschien.

Die Ursachen der Dammrutschung sind im Allgemeinen dieselben, welche bereits bei Beschreibung der Dammrutschung in Stat. 737 bis 747 hervorgehoben worden sind, während das bedeutende Ausweichen des nicht tragfähigen Untergrundes noch eine weitere Ursache für die Formveränderung des Dammkörpers bildete.

Nachdem der Damm auch hier festen Untergrund erreicht hat, nachdem ferner schon vorher unterhalb der Bahn am Fufse der Rutschung ein sehr tiefer Parallelgraben angelegt und für möglichst schnelle Abführung des in demselben sich ansammelnden Wassers Fürsorge getroffen war, und nachdem schliefslich auch zur Befestigung und Austrocknung des Dammes umfangreiche Akazienpflanzungen auf der ganzen Fläche der Böschungen hergestellt waren, sind gröfsere und gefährliche Bewegungen in den Böschungen seither nicht mehr bemerkt worden. Wohl aber treten immer noch mehr oder weniger bedeutende Geleissenkungen auf. So mufste beispielsweise im letztverflossenen Winter das Geleise zwischen den Stationen $77{,}_7$ bis $78{,}_8$ um $1{,}_2$ m angehoben werden. Zur Beseitigung dieses Mifsstandes sind deshalb auf dem besonders beweglichen Dammtheile quer durch den oberen Theil hindurch nach Fig. 16 auf Blatt 43, 1 m starke Steinauspackungen in etwa 5 m Entfernung von einander angelegt, welche bis auf die Unterkante der nach und nach eingedrungenen Packlage bis auf 5 m (vgl. die letzte Holzschnittfigur) herab geführt sind und mit starkem Gefälle nach aufsen entwässern. Es wird hiermit wohl nicht jedes Senken des Dammes vermieden werden, da letzteres von den weit tiefer liegenden aufgeweichten Massen herrührt; es wird aber der Damm in Folge der in den oberen Theil eingebrachten Steinmassen bei einem allmäligen Niedersinken desselben schliefslich einem Aufweichen weniger ausgesetzt sein.

Durch die vorberbeschriebenen Dammsenkungen wurden schon im Frühjahr 1878 auch die beiden in Station 776 + 84 und 777 + 79 hergestellten Durchlässe von $1{,}_{25}$ bezw. $2{,}_0$ m Weite in Mitleidenschaft gezogen. Der erstere Durchlafs, welcher zur Durchführung des Mühlgraben-Wassers diente, zeigte die am 30. Juni 1878 bemerkte, auf Blatt 43 in Fig. 14 dargestellte Formveränderung, wenige Tage später aber, am 12. Juli 1878, wie in Fig. 15 angedeutet, schon eine Zerstörung, welche eine Wiederherstellung desselben nicht mehr angezeigt erscheinen liefs. Der Durchlafs wurde deshalb, nachdem die Wasserberechtigung von dem betr. Mühlenbesitzer abgekauft war, aufgegeben, und das Wasser behufs Durchführung durch den Damm nach dem Durchlafs in Station 777 + 79 abgeleitet. Aber auch dieser Durchlafs zeigte bereits so bedenkliche Formveränderungen, dafs behufs seiner Erhaltung die schleunigste Auswechselung einzelner Stücke erfolgen mufste. Diese ist, wie aus Fig. 18 auf Blatt 43 ersichtlich, unter Anwendung kräftiger Stollenzimmerung bewirkt worden. Die hierbei vorgenommene Untersuchung zeigte zugleich, dafs der Durchlafs in Folge der in Bewegung befindlichen starken Belastung nicht nur senkrecht in einzelne Stücke zerbrochen war, sondern dafs auch trotz der starken Längsverankerung, welche zerrissen worden, eine bedeutende Längenverschiebung nach beiden Häuptern des Durchlasses hin, also gewissermaafsen eine Längenausdehnung (Zerreifsung) des Durchlasses stattgefunden hatte.

Der hierauf kräftigst wieder in Stand gesetzte Durchlafs konnte aber immer noch nicht den starken Belastungen widerstehen, es zeigten sich namentlich in dem mittleren Theile von neuem senkrechte Risse, und wurde nunmehr die Einziehung von schmiedeeisernen Rahmen nach der Construction der Tunnelrahmen, in der in Fig. 1 und 2 auf Blatt 45 angedeuteten Weise angeordnet, von denen 14 Stück in Entfernungen von $1{,}_5$ m angebracht sind. Wie aus den dort auch dargestellten Einzelheiten der Construction dieser Rahmen ersichtlich, sind dieselben in der Längsrichtung durch 3 Stück angenietete T-Eisen mit einander verbunden. In der Sohle des Durchlasses ist zur Erzielung einer glatten Fläche der Zwischenraum zwischen den einzelnen Rahmen in der Höhe des Sohlbogens mit Beton ausgefüllt.

Vorstehende Anordnung scheint ihren Zweck vollständig erfüllt zu haben, wenigstens sind weitere Bewegungen des Durchlasses bisher nicht wahrgenommen worden.

3. Die Rutschung des Dammes an der Rhunebrücke in Station 889.

Ungefähr zwischen den Stationen 888 und 891, in unmittelbarer Nähe des Dorfes Sondheim, überschreitet die Bahn das Thal des Rhuneflusses mit einem an der höchsten Stelle etwa $8{,}_5$ m hohen Damme, den Flufs selbst mit einem 7 m im Lichten weiten gewölbten Bauwerk überbrückend.

Während der Bauzeit und auch nach der Betriebseröffnung war in diesem Damme niemals die geringste Spur einer Bewegung bemerkt worden, bis plötzlich am 15. März 1881 ohne jedes vorangegangene Anzeichen, ganz unerwartet, eine bedeutendere Abrutschung in der Nähe der Rhunebrücke erfolgte, welche sich auf eine Länge von etwa 25 m ausdehnte und im Planum der Dammkrone an der ungünstigsten Stelle eine Breite von $3,_5$ m zeigte.

Durch diese Abrutschung war auch die Rhunebrücke selbst insofern in Mitleidenschaft gezogen worden, als deren rechtsseitige am Oberhaupt gelegene Flügelmauer gänzlich zerstört worden war. Die Ursache dieser Rutschung ist auf die durch bedeutende Niederschläge erfolgte Erweichung der unteren Dammmassen in dem alten Rhunebett zurückzuführen.

Die sofort bewirkte Verlegung des Geleises ermöglichte es, den Betrieb bis auf eine unwesentliche Verspätung eines einzigen Zuges aufrecht zu erhalten.

Um der Wiederholung gleicher Rutschungen vorzubeugen, ist das in dem alten Rhunebett befindliche aufgeweichte Schüttmaterial beseitigt und durch Steinpackungen ersetzt worden. Die Anordnung dieser Steinpackungen ist auf Blatt 43 unter Fig. 9 in der Ansicht und unter den Fig. 11, 12 und 13 im Durchschnitt dargestellt worden.

Da sich aber auch in dem an die Rutschung anschliefsenden Dammtheile verschiedene kleine Risse gezeigt hatten, die eine weitere, früher oder später eintretende Rutschung befürchten liefsen, so wurden auch hier gleich die erforderlichen Sicherheitsvorkehrungen in der Weise getroffen, dafs nach dem unter Fig. 10 auf Blatt 43 dargestellten Querschnitt und wie in der Situation Fig. 11 weiter angedeutet, links 20 Stück 1 m breite und rechts 6 Stück $1,_5$ m breite Steinrigolen eingelegt wurden.

Bis jetzt haben sich weitere Bewegungen in diesem Damme nicht gezeigt.

4. Die Dammrutschung zwischen den Stationen 1021 bis 1023 + 50 an der Beisebrücke Nr. I.

Der Damm, welcher hier das Beisethal durchsetzt und als Untergrund die bei Hochwasser überflutheten Wiesen hat, ist hauptsächlich aus den Massen des vorliegenden Einschnittes Station 1015 + 40 bis 1019 + 50 geschüttet, welcher die verschiedensten Bodenarten aufweist. Neben Kalksteingeröllen und Basalterde tritt Lette und Thon auf, so dafs auch hier Massen vorhanden sind, welche gröfstentheils leicht im Wasser sich lösen.

Der Damm ist in den Jahren 1875 und 1876 geschüttet und Ende letzteren Jahres fast vollendet. Nachdem derselbe bereits vollständig fertig ausgeschüttet war, zeigten sich die ersten Ausweichungen im Frühjahr 1877 links der Bahn bei Station 1022.

Nachdem das auf den Wiesen angesammelte Wasser durch Anlage von Sickercanälen, welche in der Zeichnung Fig. 11 auf Blatt 45 punktirt angedeutet und, bei $3,_0$ m Breite, bis $2,_5$ m hoch mit Steinen ausgepackt sind, abgeleitet war, ist bis zum Sommer 1878 keine weitere Bewegung des Dammes bemerkt worden; dann aber trat plötzlich wieder eine solche bedeutend und umfangreich zwischen den Stationen 1022 und 1023 ein, die, wie hier fast überall, in der Aufweichung der Dammsohle ihren Grund hatte.

Es wurde hier sofort zur Anlage von Entwässerungsstollen geschritten, welche, quer durch den Damm laufend, etwas in das Terrain eingeschnitten, in der Reihenfolge *A, B, C, D, E, F, G, H* angelegt und durch Querschläge verbunden worden sind.

Die Anlage der Stollen und die Ausdehnung der Rutschung ist in der bereits erwähnten Situation Fig. 11 dargestellt, und ist daselbst auch die Gefällrichtung der verschiedenen Stollen und Gräben durch die eingezeichneten Pfeile ersichtlich gemacht.

Die Querschläge sind an den wasserreichsten Stellen angelegt, und ist hierbei in Station 1022 die wasserreiche Quelle *e* aufgedeckt, welche durch einen besonderen Canal nach dem Stollen *E* abgeleitet wird.

Die Widerlager der Beisebrücke sind durch Stollenbauten, welche theilweise ausgemauert worden, besonders geschützt und entwässert.

Schliefslich ist, nachdem die Wirksamkeit dieser Stollenbauten durch den erfolgten Wasserabflufs festgestellt worden war, die Auspackung derselben mit Steinmaterial vorgenommen und hierdurch die Entwässerung des Untergrundes und des Dammes selbst in anscheinend genügender Weise bewirkt worden, da weitere Bewegungen nicht eingetreten sind.

Bei dieser nicht besonders erheblichen Dammrutschung ist aufser der Einwirkung der ungünstigen Witterung die Ansammlung des Wassers in der Dammsohle durch Pressung des Untergrundes die Hauptursache zur Aufweichung des Schüttungsmaterials gewesen, während eine ungünstige Einwirkung des Untergrundes durch ungenügende Tragfähigkeit nicht festgestellt werden konnte. Die nachträgliche Auffindung der Quelle *e* zeigt deutlich, dafs eine vollständige Veränderung der unterirdischen Wasserläufe im Verlaufe der Schüttung eingetreten ist.

Ein steiniges, der Aufweichung durch Wasser besser widerstehendes Schüttmaterial stand auf weite Entfernungen nicht zu Gebote.

Nach Regelung und Befestigung der Böschungen sind Bewegungen in diesem Dammkörper nicht mehr bemerkt worden. Auch aus den in letzter Zeit aufgenommenen Querprofilen, von denen zwei unter Fig. 12 und 13 auf Blatt 45 dargestellt sind, ist ersichtlich, dafs der Damm sich vollständig in Ruhe befindet.

5. Die Dammrutschung in den Stationen 1093 + 50 bis 1095, Fig. 14 auf Blatt 45.

Die aus dem benachbarten Einschnitte Station 1085 bis 1087 gewonnenen Bodenmassen, hauptsächlich aus Lehmboden, plastischem Thon und Sandsteintrümmern bestehend, wurden in den Jahren 1875 und 1876 in den oben bezeichneten Stationen verbaut und haben sich auch bis Ende 1876 gut gehalten.

Der Untergrund dieses Dammes besteht aus Wiesengrund, welcher im Jahre 1875 beim Beginn der Dammschüttung vollkommen trocken war.

Die Rutschung, welche Ende 1876 auftrat, erfolgte plötzlich und zwar in der Weise, dafs die aufgelöste Dammsohle nach rechts in der Richtung des schwach fallenden Terrains auswich.

Es wurden nun sofort ein aufserhalb der Rutschung liegender, mit Steinen ausgepackter Entwässerungsgraben, sowie zahlreiche kleinere, durch die Rutschmassen getriebene, Sickercanäle angelegt, um das in der Dammsohle befind-

liche Wasser abzuleiten. Bei Fertigstellung des Dammkörpers traten jedoch die Rutschungen in erhöhtem Maafse ein, wobei sich eine Verschiebung und Hebung des Untergrundes an der Thalseite zeigte, wie dies in Fig. 15 und 16, Blatt 45 ersichtlich gemacht worden ist. Hierbei wurde auch der in Station 1094 hergestellte 1 m weite Plattendurchlafs zerrissen, und während der mittlere Theil desselben nicht unbedeutend in das Terrain gedrückt wurde, führte der mit weichende Untergrund das rechtsseitige Stück 14 m seitlich weg, wobei auch gleichzeitig eine Hebung desselben von rot. $3{,}_7$ m eintrat, wie dies der auf Blatt 45 unter Fig. 15 dargestellte Querschnitt des Dammkörpers zeigt. Nachdem der Durchlafs in dieser Weise zerstört, und somit aufser Thätigkeit gesetzt worden war, sammelte sich in dem Becken links (oberhalb) der Bahn das Wasser an, wozu auch ganz besonders die in der Situation bezeichnete Quelle beitrug.

Behufs Abführung dieses Wassers wurde nunmehr sofort mit der Ausführung eines Stollens durch den Damm in Station 1093 + 36 begonnen, der dann mit einem eisernen Rohrstrange von entsprechendem Querschnitte versehen und im Uebrigen mit Steinen sorgfältig ausgepackt wurde.

Nachdem der nicht tragfähige Untergrund ausgeprefst, auch der längs den Rutschungen angelegte und mit Steinen ausgepackte Abzugsgraben vervollständigt, und namentlich weitere zahlreiche Seitencanäle angelegt worden, welche den Zweck hatten, das Wasser den Rutschmassen zu entziehen und den Abzugsgräben zuzuführen, ist eine weitere Bewegung des Dammes nicht mehr eingetreten.

Die Ursachen dieser Rutschung liegen hauptsächlich in der Ausweichung des nicht tragfähigen Untergrundes, was sich aus der einseitigen Richtung der Bewegung ergiebt, welche der Neigung der Bodenoberfläche folgt.

Nachdem durch den aufserhalb der Rutschung angelegten Abzugsgraben, welcher ziemlich viel Wasser führte und sich an das bereits wieder ansteigende Terrain anlehnt, eine genügende Entwässerung erzielt worden, waren weitere Bewegungen des Dammes nicht zu befürchten und sind solche bisher auch nicht eingetreten.

Aufser den vorstehend speciell beschriebenen Rutschungen sind während der Bauzeit noch viele andere und theilweise nicht ganz unbedeutende Rutschungen eingetreten, welche in derselben Weise, wie angegeben, durch Entwässerungsanlagen, Sickercanäle, Steinrigolen, Stützmauern u. s. w. bekämpft worden sind. Namentlich mufste auch das Grabenmauerwerk, welches fast in sämmtlichen Einschnitten, in Folge der zum Ausfliefsen besonders geneigten und deshalb einen verhältnifsmäfsig starken Druck ausübenden Bodenmassen, mehr oder weniger in Mitleidenschaft gezogen worden war, fast durchweg, theilweise schon vor, theilweise bald nach der Betriebseröffnung ausgebessert oder erneuert und, um für die Folge weiteren Bewegungen vorzubeugen, gröfstentheils mit den unter A. 1. erwähnten Stützbögen versehen werden. Diese Bögen, welche eine Länge von $0{,}_3$ m bis $1{,}_0$ m erhalten haben, sind in Entfernungen von 1 m bis 2 m angeordnet worden.

Ein wichtiger Punkt, der für die Sicherung der Dämme, namentlich solcher auf nicht tragfähigem Untergrunde, von ganz besonderer Bedeutung ist und in erster Reihe in Betracht gezogen werden mufs, ist die Beschaffung einer ausreichenden Vorfluth zum Zwecke der unerläfslichen Entwässerung derartiger Dämme und ihres Untergrundes. Wenn es irgend möglich ist, vor Ausführung der Dämme zu beiden Seiten derselben, und zwar in entsprechender Entfernung von der vorgesehenen unteren Böschungskante, Parallelgräben anzulegen, welche mit ihrer Sohle bis unter die undurchlässigen wasserführenden Schichten des Untergrundes herunter reichen, also diese Schichten durchschneiden, und wenn ferner für diese Parallelgräben eine ausreichende und vor allem schnelle Vorfluth geschaffen werden kann, so wird hierdurch meistentheils das Hauptmoment für den Eintritt von Rutschungen wirkungslos gemacht werden. Dieser Punkt hat übrigens auch bei der Ausführung der betreffenden Berlin-Coblenzer Bahnstrecke von vornherein die gebührende Beachtung gefunden, doch waren hier die vorhandenen bezw. zu schaffenden Gefällverhältnisse namentlich bei den unter B. 1 u. 2. beschriebenen Dämmen so ungünstig, dafs eine ausreichende Vorfluth nicht zu erzielen war. Beispielsweise ist für den ersteren derselben, den Damm bei Ziegenhain, unter Aufwendung sehr erheblicher Kosten ein rund 2 km langer Abzugsgraben bis nach dem Schwalmflufs, theilweise ganz neu, theilweise mit Benutzung und Regelung vorhandener Gräben, angelegt worden, der indefs nach Maafsgabe des Wasserstandes der Schwalm nur ein so geringes Gefälle bekommen konnte, dafs der Abflufs der unterirdischen Wasser unter dem Dammkörper viel zu langsam erfolgt.

Zum Schlusse mag hier noch eine Bemerkung in Betreff der für den Bau getroffenen Anordnungen Platz greifen.

Es kann nämlich hinsichtlich der vorbeschriebenen Dämme, namentlich bezüglich der unter B. 1. u. 2 erwähnten, wohl mit Recht die Frage angeregt werden, ob und in wie weit nicht die Verwendung von ungeeignetem Schüttungsmaterial zu vermeiden gewesen wäre. Die Bauverwaltung hat auch diese Frage vor Beginn der Bauausführung in eingehendster Weise ventilirt. Da aber vollständig geeignetes, im Wasser unlösliches Material, also reiner Felsboden oder Sand, in erreichbarer Entfernung nicht vorhanden war, auch das für die Dammschüttung aus den Einschnitten bestimmte Material zur Zeit der Ausführung der Bohrversuche die später gemachten schlechten Erfahrungen — welche letztere nur in Folge der andauernd aufserordentlich nassen und ungünstigen Witterungsverhältnisse hervorgetreten sind — in keiner Weise befürchten liefs, so glaubte man bei den zu überbauenden weichen Wiesen die angeordneten Schutzvorkehrungen, welche in der Anlage von Seitengräben, der Abdeckung des Rasens in möglichst grofser Tiefe, der Ueberpackung sämmtlicher sich zeigender kleinen Wasserläufe mit Steinen, so wie in der irgendwie zu ermöglichenden Beschaffung der Vorfluth bestanden, für ausreichend halten zu können. Diese Vorkehrungen hätten voraussichtlich auch vielfach vollständig genügt, wenn die Bauzeit in trockenere Jahre gefallen wäre, und somit die Dämme Zeit gehabt hätten, sich gehörig zu setzen und zu benarben. Ein Beweis, wie ungünstig die Bauzeit gewesen ist, hat auch die Main-Weser-Bahn geliefert. Verschiedene Dämme derselben, welche aus ähnlichem Material geschüttet worden sind und sich über 20 Jahre vollständig ruhig verhalten haben, sind im Jahre 1876, gleichfalls in Folge aufsergewöhnlich starker Niederschläge, in Bewegung gerathen. Ein zutreffendes Beispiel in dieser Beziehung liefert der Damm bei der Station Langgoens, welcher nur mit sehr erheblichen Kosten durch An-

lage von Schächten, Stollen, Steinpackungen etc. betriebsfähig erhalten und zweckentsprechend wieder hergestellt werden konnte.

Bei Terrain- und Gebirgs-Verhältnissen, wie dieselben in der vorbeschriebenen Bahnstrecke der Eisenbahn Berlin-Coblenz aufgetreten sind, wird es überhaupt niemals möglich sein, vorher eine Arbeits-Anordnung aufzustellen, nach welcher die Ausführung unter allen Umständen die billigste wird. Denn selbst vorausgesetzt, es wäre geeignetes Material zur Anschüttung der Dämme zu haben gewesen, und deshalb von vorn herein eine Bestimmung getroffen worden, nach welcher die sämmtlichen Einschnittsmassen auszusetzen waren, so hätten diese Aussatzmassen eine ungleich gröfsere Fläche an Grund und Boden verlangt, als später in Folge der Rutschungen wirklich mehr erworben werden mufste. Fügt man diesen gröfseren Grunderwerbskosten noch die höheren Förderungskosten für die anderweitig in der Regel in gröfserer Entfernung zu gewinnenden Schüttmassen hinzu und zieht ferner in Erwägung, dafs selbst beim besten Schüttungsmaterial mit Rücksicht auf quelligen Untergrund immer noch mehr oder weniger kostspielige künstliche Sicherheitsmaafsregeln erforderlich werden können, so wird es in den meisten Fällen sehr fraglich bleiben, was besser ist: die Einschnittsmassen sämmtlich auszusetzen, oder dieselben so weit als thunlich einzubauen.

Es wird sich daher stets empfehlen, in erster Reihe auf die vorerwähnten Anlagen zur Entwässerung des Untergrundes und der Schüttmassen Bedacht zu nehmen.

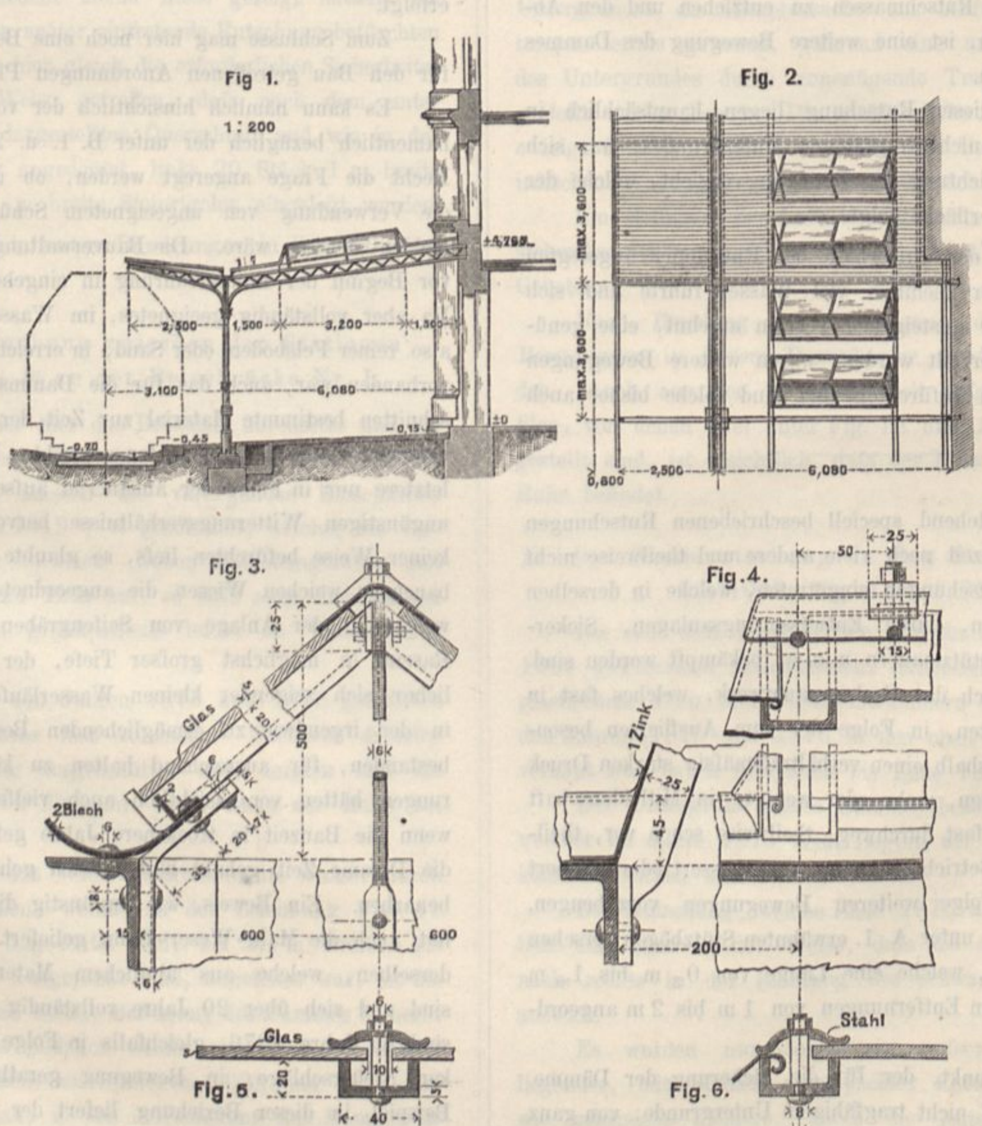
Frankfurt a/M. im November 1883.

Lehwald.

Perronhalle auf Bahnhof Gera.

Allgemeine Anordnung.

Das auf Bahnhof Gera unter theilweiser Benutzung des früheren Gebäudes neu errichtete Stationsgebäude von $100{,}32$ m Frontlänge hat eine ganz in Eisen hergestellte Perronhalle erhalten, deren allgemeine Anordnung aus den nachstehenden Skizzen (Fig. 1 und 2) ersichtlich ist.



Das über dem Perron angeordnete Pultdach stützt sich einerseits auf die in ca. $7{,}2$ m Entfernung angeordneten gufseisernen Säulen und andererseits auf die Seitenmauer des Stationsgebäudes.

An das Pultdach schliefst sich bahnseitig ein $2{,}5$ m weit ausladendes Vordach an. Zwischen beiden ist die gleichzeitig als Pfette dienende Dachrinne angeordnet, von welcher aus das Wasser in Entfernungen von dem doppelten Säulenabstande mittelst Abfallröhren abgeleitet wird.

Das Dachgerüst besteht aus den über den Säulen liegenden Hauptsparren und zwischen je zwei Hauptsparren angeordneten Zwischensparren, welche bahnseitig auf den Verbindungsträgern der Säule ruhen. Die Haupt- und Zwischensparren sowie die Verbindungsträger sind als Fachwerkträger construirt.

Auf den Sparren ruhen die aus ⊏-Eisen bestehenden Pfetten, welche die aus verzinktem Wellblech hergestellte Bedachung unterstützen.

Von der Anbringung eines horizontalen Kreuzverbandes im Dachgerüst konnte Abstand genommen werden, da die Wellblechabdeckung den horizontalen Krafteinwirkungen in mehr als ausreichendem Maafse Widerstand bietet.

Mit Rücksicht auf die verhältnifsmäfsig geringe Höhe der Perronhalle mufste auf eine wirksame Beleuchtung durch Oberlicht Bedacht genommen werden. Es sind daher in jedem Säulenfelde mit Ausnahme der beiden Endfelder und der 4 Mittelfelder je 4 Oberlichter von $3{,}2$ m Länge und $1{,}2$ m Breite angeordnet.

Da jedoch bei der geringen Dachneigung die Freihaltung des Oberlichtes von Schnee und Kohlenstaub bei Verlegung der Oberlichter in die Dachfläche unthunlich erschien, so sind die-

selben als besondere Satteldächer mit einer Neigung von annähernd 45° zur Ausführung gebracht.

Die Einfassungen dieser Oberlichtdächer, deren Detailconstruction aus den vorstehenden Skizzen Fig. 3 und 4 ersichtlich ist, sind einerseits durch die mittleren Pfetten und an den Langseiten durch zwischen die Pfetten gespannte ⊏-Eisen gebildet. Jedes Oberlicht erhält 3 Gespärre aus ⊏-Eisen, auf welche die Glastafeln ohne Kittfuge gelegt werden. Diese ⊏-Eisen dienen gleichzeitig zur Abführung des Wassers, welches durch die Fugen zwischen den stumpf aneinanderstofsenden Glasplatten auffällt.

Die 3 Gespärre sind unter sich an der First durch ein Flacheisen und mit den, die Oberlichter an den Langseiten begrenzenden ⊏-Eisen, sowie mit der, in gleicher Neigung etwas fortgesetzten Welle des anstofsenden Wellbleches in der aus der Skizze Figur 4 ersichtlichen Weise verbunden.

Jede Langseite des Oberlichtdaches wird mit 2 Tafeln weifsen gerippten Rohglases von 5 mm Stärke belegt. Die Rippen sind jedoch nur auf der inneren Seite angebracht, während die äufsere Seite behufs leichten Abgleitens von Schnee und Schmutz glatt ist.

Die Tafeln erhalten eine Länge von 1400 mm, eine Breite von 750 mm und haben ein Gewicht von 18 kg auf das qm.

An der unteren Seite stützen sich dieselben gegen die durch Umbiegung der ⊏-Eisenflansche hergestellten Ansätze der Oberlichtsparren und werden mittelst drei federnder Klammern gegen die Auflagerflächen der letzteren gedrückt.

An der First bleibt ein entsprechender Spielraum zwischen den Glasplatten, welcher durch eine Zinkkappe wasserdicht abgeschlossen wird.

Die beiden Endflächen der kleinen Oberlichtdächer erhalten aus Zinkblech hergestellte, walmförmige Abschlüsse, deren Anordnung mit Rücksicht auf eine sichere Wasserabführung nach Maafsgabe der vorstehenden Skizzen Fig. 1 und 2 zur Ausführung gekommen ist.

Statische Berechnung.

Die Belastung des Daches auf das qm ergiebt sich wie folgt:

1) Gewicht der Sparren, Pfetten, Verbindungen zwischen den Säulen der Rahmen für die Oberlichter, sowie der Oberlichtsparren auf ein qm Dachfläche	34 kg
2) Gewicht des Wellbleches resp. der Glasabdeckung desgleichen	18 „
3) Winddruck desgl.	48 „
4) Schneedruck desgl.	70 „
Gesammtbelastung auf jedes qm Dachfläche	170 kg.

Hauptsparren von $6{,}_{08}$ m Weite. Für die Hauptsparren ergeben sich demnach die Abmessungen wie folgt:

Die Mitte des Sparrenauflagers ist von der Vorderkante des Gebäudes 120 mm entfernt angenommen; es ist dann die

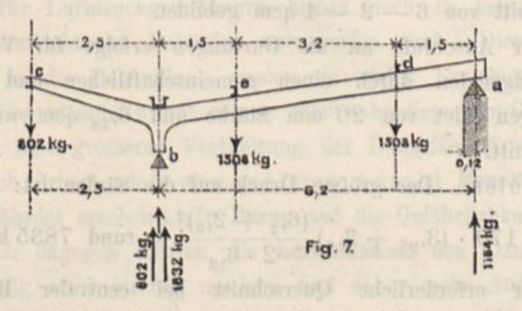


Fig. 7.

freie Stützweite des Sparrentheils *ab* (vergl. Skizze Fig. 7) oben in der Wagerechten gemessen, $6{,}_2$ m.

Der frei überhängende Sparrentheil ragt $2{,}_5$ m gegen die Säulenmitte vor.

Die Gurtungen der Sparren erleiden in den Punkten *b, c* und *d* die gröfsten Inanspruchnahmen, wenn die von demselben getragene Dachfläche total belastet ist.

Letztere ist in max. $\frac{7{,}_2 + 7{,}_9}{2 \cdot 2}\,(6{,}_2 + 2{,}_5)$, und entfallen auf die Punkte *d, e* und *c* folgende gröfste Belastungen:

Belastung von *d* und *e*

$$170 \cdot 3{,}_{775} \left(\frac{1{,}_5 \times 3{,}_2}{2}\right) = \text{rot. } 1508 \text{ kg},$$

Belastung von *c*

$$170 \cdot 3{,}_{775} \cdot \frac{2{,}_5}{2} = \text{rot. } 802 \text{ kg}.$$

Das gröfste Biegungsmoment in den Punkten *d* und *e* ist $1508 \cdot 1{,}_5 = 2262{,}_0$ mkg.

Bei der Trägerhöhe von 300 mm, dem Abstande der Gurtungsschwerpunkte von 260 mm und einer Maximalinanspruchnahme von 700 kg pro qcm ist somit der erforderliche Gurtungsquerschnitt $\frac{2262{,}_0}{0{,}_{260} \cdot 700} = 12{,}_{42}$ cm.

Die Gurtungen bestehen (Fig. 8) aus 2 Winkeleisen von $60 \times 60 \times 7$ und haben nach Abzug von 2 Stück 20 mm starken Nieten einen Nettoquerschnitt von $2 \cdot (6{,}_0 + 5{,}_3 - 2) \cdot 0{,}_7 = 13{,}_{02}$ qcm und sind mithin genügend stark.

Fig. 8.

Das gröfste Biegungsmoment über der Säule ist

$$802 \cdot 250 = 200500 \text{ cmkg}.$$

Das Widerstandsmoment des Sparrens über der Säule ergiebt sich bei den in Fig. 9 und Fig. 10 angegebenen Abmessungen zu 2119 cm³, und ist demgemäfs die gröfste Inanspruchnahme $\frac{200500}{2119} = 94{,}_7$ kg auf das qcm.

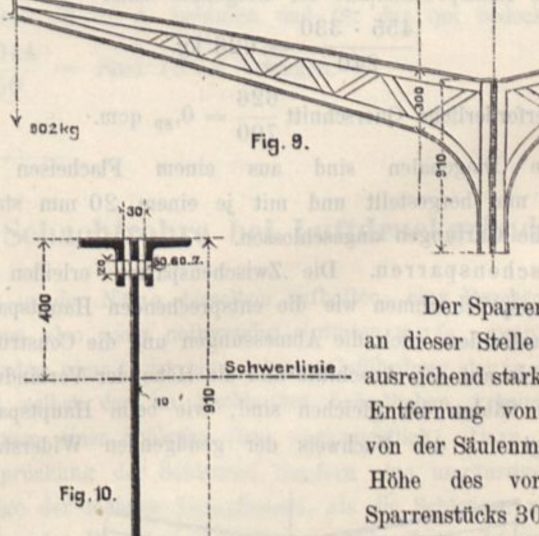


Fig. 9. Fig. 10.

Der Sparren ist daher an dieser Stelle mehr als ausreichend stark. In einer Entfernung von 400 mm von der Säulenmitte ist die Höhe des vorkragenden Sparrenstücks 300 mm und vermindert sich gleichmäfsig von hier aus bis zum Ende auf 120 mm.

Im zuerst genannten Punkte ist das Biegungsmoment $2{,}_1 \cdot 802 = 1684{,}_2$ mkg und somit die gröfste Inanspruchnahme $\frac{1684{,}_2}{13{,}_{02} \cdot 0{,}_{26}} = 498$ kg auf das qcm.

Der überhängende Sparrentheil ist danach mehr als ausreichend stark.

Die Diagonalen des Sparrens erleiden in den Feldern *ad* und *be* die gröfste Inanspruchnahme, wenn die vom Sparren getragene Dachfläche total belastet ist. Die gröfste bei dieser Belastung vorkommende Schubkraft ist 1832 kg, und dementsprechend ist die gröfste Inanspruchnahme der Diagonalen $= 1832 \cdot \frac{370}{260} =$ rund 2607 kg.

Der erforderliche Querschnitt ergiebt sich zu $\frac{2607}{700} = 3{,}_{72}$ qcm, und bestehen dementsprechend die Diagonalen aus einem Flacheisen von 45×15, welches nach Abzug eines 20 mm weiten Nietloches einen Querschnitt von $(4{,}_5 - 2) \cdot 1{,}_5 = 3{,}_{75}$ qcm hat.

Der Anschlufs an die Gurtungen erfolgt durch einen doppelschnittigen Niet von 20 mm Stärke mit einem wirksamen Querschnitt von $6{,}_{28}$ qcm.

In dem Felde *de* werden die Diagonalen am stärksten in Anspruch genommen, wenn nur die eine Hälfte der vom Sparren getragenen Dachfläche vollständig, die andere dagegen nur mit Eigengewicht und Winddruck belastet ist.

Die in diesem Felde alsdann auftretende senkrechte Schubkraft ist mit Bezugnahme auf Skizze Fig. 11

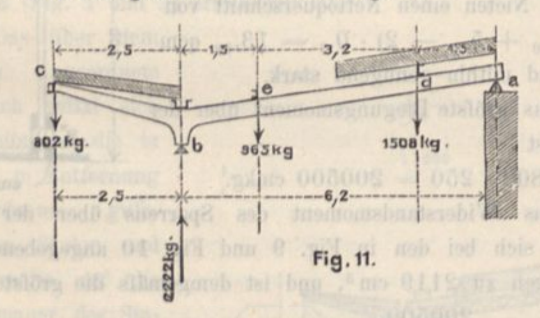


Fig. 11.

$$\frac{802 \cdot 8{,}_7 + 1508 \cdot 1{,}_5 + 965 \cdot 4{,}_7}{6{,}_2} - 802 - 965 =$$
$$= 2222 - 1767 = 455 \text{ kg};$$

die gröfste Inanspruchnahme der Diagonale daher

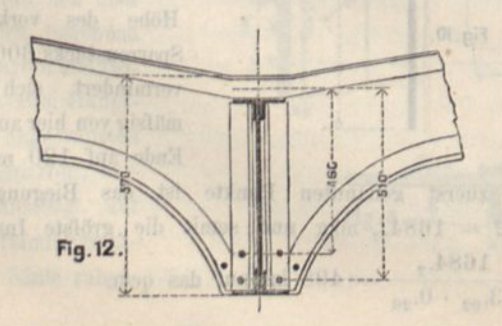
$$\frac{455 \cdot 330}{240} = 626 \text{ kg}$$

und der erforderliche Querschnitt $\frac{626}{700} = 0{,}_{89}$ qcm.

Diese Diagonalen sind aus einem Flacheisen von 40×10 mm hergestellt und mit je einem 20 mm starken Niet an die Gurtungen angeschlossen.

Zwischensparren. Die Zwischensparren erleiden dieselben Inanspruchnahmen wie die entsprechenden Hauptsparren.

Da aufserdem auch die Abmessungen und die Construction derselben bis auf den Anschlufs und die Höhe der Verbindungsträger der Säulen die gleichen sind, wie beim Hauptsparren, so erübrigt nur der Nachweis der genügenden Widerstandsfähigkeit an genannter Stelle. Der Anschlufs an den Verbindungsträger der Säulen erfolgt, wie aus der vorstehenden Skizze ersichtlich ist.


Fig. 12.

Die obere Gurtung ist ohne Unterbrechung durchgeführt, während die untere zu jeder Seite des Verbindungsträgers mit je 2 Stück 20 mm starken Nieten unter Vermittelung einer 10 mm starken Platte an die Verticale des letzteren angeschlossen ist.

Die Inanspruchnahme der Anschlufsniete ergiebt sich demnach unter Bezugnahme auf Skizze Fig. 12 zu

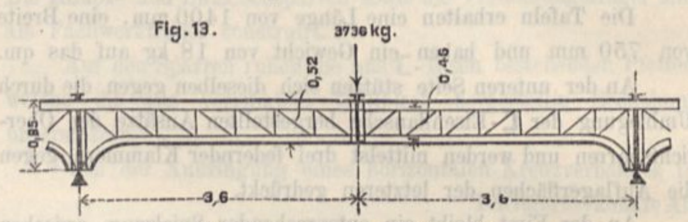
$$\frac{2{,}_5 \cdot 802}{2 \cdot 3{,}_{14} \cdot (0{,}_{46} + 0{,}_{51})} = 329 \text{ kg auf das qcm}$$

und die Zugspannung in der oberen durchgehenden Gurtung zu

$$\frac{2{,}_5 \cdot 802}{13{,}_{02} \cdot 0{,}_{485}} = \text{rund } 317 \text{ kg auf das qcm.}$$

Der Zwischensparren ist mithin an der Verbindungsstelle mit dem Säulenträger mehr als ausreichend stark.

Verbindungsträger. Die freie Stützweite der normalen Verbindungsträger ist $7{,}_2$ m.



Die gröfste Belastung in der Mitte ist

$$170 \cdot 3{,}_6 \cdot \frac{(6{,}_2 + 2{,}_5)^2}{2 \cdot 6{,}_2} = \text{rund } 3736 \text{ kg},$$

das gröfste Biegungsmoment $= \frac{3736 \cdot 3{,}_6}{2} = 6724{,}_8$ mkg

und der erforderliche Gurtungsquerschnitt $\frac{6724{,}_8}{720 \cdot 0{,}_{47}} = 19{,}_{88}$ qcm, ohne Beachtung der continuirlichen Wirkung.

Der Querschnitt (Fig. 14) wird hergestellt aus 2 Winkeleisen von $65 \times 65 \times 10$ mit einem Nettoquerschnitt von $2 \cdot (6{,}_5 + 5{,}_5 - 2) = 20$ qcm.

Fig. 14.

Verticalen und Diagonalen. Die gröfste verticale Schubkraft ist 1868 kg und der gröfste Zug in den Diagonalen $1868 \cdot \frac{690}{460} = 2802$ kg.

Die erforderlichen Querschnitte der Verticalen und Diagonalen sind daher $\frac{1868}{700} = 2{,}_{69}$ bezw. $\frac{2802}{700} =$ rund 400 qcm; erstere sind aus 2 Winkeleisen von $50 \times 50 \times 6$ mit einem Nettoquerschnitt von $(5 + 4{,}_4 - 2) \cdot 2 \cdot 0{,}_6 = 8{,}_8$ qcm und letztere aus einem Flacheisen von 60×10 mit einem Nettoquerschnitt von $6 - 2 = 4$ qcm gebildet.

Der Anschlufs an die Gurtungen erfolgt für Verticalen und Diagonalen durch einen gemeinschaftlichen und doppelschnittigen Niet von 20 mm Stärke und $6{,}_{28}$ qcm wirksamen Querschnitt.

Säulen. Der gröfste Druck auf die Säulen ist:

$$170 \cdot (3{,}_{95} + 3{,}_6) \frac{(6{,}_2 + 2{,}_5)^2}{2 \cdot 6{,}_2} = \text{rund } 7835 \text{ kg}$$

und der erforderliche Querschnitt bei centraler Belastung $\frac{7835}{700} =$ rund $11{,}_{19}$ qcm.

Fig. 15.



Der kleinste Durchmesser der Säulen ist (Fig. 15) 110 mm und die geringste Wandstärke 15 mm. Der dabei vorhandene Querschnitt von $44{,}_7$ qcm ist, wie folgende Rechnung ergiebt, so ausreichend grofs, dafs auch bei nicht centraler Belastung die zulässige Inanspruchnahme nicht überschritten wird.

Die gröfste Abweichung des sich ergebenden Druckes auf die Säule von deren Achse kann bei der vorliegenden Construction höchstens 50 mm betragen.

Das dabei entstehende Biegungsmoment ist $7835 \cdot 5 = 39175$ cmkg, und die entsprechende Inanspruchnahme der äufsersten Faser auf Druck

$$= \frac{39175}{\frac{3{,}_{14}}{32}\left(\frac{11^4 - 8^4}{11}\right)} = \text{rund } 416 \text{ kg}.$$

Die gesammte gröfste Inanspruchnahme auf Druck ist daher $416 + \frac{7835}{44{,}_7} = 591{,}_3$ kg, welche somit noch erheblich unter der zulässigen Inanspruchnahme des Gufseisens auf Druck bleibt.

Gegen Abheben des Daches von den Säulen bei starkem Winddruck werden die in die Säulen eintretenden verticalen Platten des Hauptsparrens mittelst eines 20 mm starken Bolzens mit dem Säulenkopf verbunden. Aufserdem ist jede Säule mit dem Fundament durch 4 Stück 20 mm starke Bolzen verankert.

Pfetten. Die Pfetten, für welche ein Widerstandsmoment von 85 cm^3 erforderlich ist, bestehen aus ⊏-Eisen von $140 \times 60 \times 10$, während die gleichzeitig als Rinnen dienenden Sparren des Oberlichtes aus ⊏-Eisen von $40 \times 20 \times 5$ mm hergestellt sind.

Wellbleche. Die verzinkten Wellbleche erhalten durchweg eine Wellentiefe von 45 mm und eine Wellenbreite von ca. 150 mm. Zwischen den mittleren Pfetten und Oberlichtern werden dieselben in einer Stärke von 2 mm verwendet.

Das Widerstandsmoment dieses Bleches ist pro Wellenbreite von 150 mm annähernd

$$w = \frac{(0{,}_{11} \cdot 150 + 0{,}_{16} \cdot 47)\, 47^2 \cdot 2}{\frac{47}{2}} = 4515 \text{ mm}^3$$

oder $4{,}_{515}$ cm^3.

Die gröfste Belastung des Wellbleches auf das lfd. m und die Wellenbreite ist $0{,}_{15} \cdot 136 = 20{,}_4$ kg und demnach das gröfste Biegungsmoment für das Wellblech zwischen den Oberlichtern $\frac{20{,}_4 \cdot 3{,}_2{}^2}{8} \cdot 100 = 2611$ cm kg, das erforderliche Widerstandsmoment daher $\frac{2611}{700} = 3{,}_7$.

Da das zur Verwendung kommende Wellblech ein Widerstandsmoment von $4{,}_{51}$ besitzt, so hat dasselbe genügende Tragfähigkeit.

Das gesammte Gewicht der Perronhalle stellt sich wie folgt:

1) Schmiedeeisentheile	= 30860 kg
2) verzinktes Wellblech	= 12736 „
3) gufseiserne Säulen-Unterlagsplatten. . .	= 5380 „
4) Zinkblecheinfassung an den Oberlichtern, an der Façadenwand und Zinkgesims am vorderen Abschlufs	= 2750 „
5) Glasplatten	= 3000 „
in Sa. zu	54726 kg.

Die gesammte bedeckte Fläche ist rund 950 qm, und beträgt somit das Gewicht der Halle auf jedes qm Horizontalprojection rund $57{,}_6$ kg.

Das Eigengewicht des Daches nach Abzug der Säulen und Verankerungen beträgt $54726 - (5380 + 986) = 48360$ oder für das qm bedeckte Fläche $\frac{48360}{950}$ = rund 51 kg.

Der Entwurf für die Perronhalle ist von dem Maschineninspector Bork gefertigt, während die Ausführung und Aufstellung der gesammten Dachconstruction einschliefslich des verzinkten Wellbleches, der Zinkeinfassungen an den Oberlichtern und der Façadenwand, der vorderen Zinkeinfassung und der Abfallrinnen, sowie des Aufbringens der Glasplatten der Firma Remy u. Reifenrath zum Preise von 16098 ℳ 96 ₰ übertragen wurden. Hierzu treten die Kosten der Glasplatten mit 845 ℳ, so dafs sich die gesammten Kosten der Halle auf 16943 ℳ 96 ₰ belaufen und für das qm bedeckter Fläche $\frac{16944}{950}$ = rund 18 ℳ betragen.

Herstellung und Prüfung der Luftschleusen und Schachtrohre bei Luftdruckgründungen.

In allen gewerbthätigen Staaten sind bereits Vorschriften über die Herrichtung und Prüfung von Dampfkesseln aufgestellt, während unseres Wissens die Luftschleusen und Schachtrohre für Luftdruckgründungen bisher noch in keinem Lande einer Aufsicht der Behörden unterworfen sind. Dieser Unterschied in der Behandlung zweier, in vielen Beziehungen ähnlicher Constructionen hat seinen sehr nahe liegenden Grund nur in der weit gröfseren Verbreitung der Dampfkessel, welche es mit sich bringt, dafs eine gröfsere Anzahl Menschen durch sie gefährdet erscheint. In Bezug auf die Gefährlichkeit an und für sich dagegen dürften die Luftschleusen den Dampfkesseln den Rang stark streitig machen, und daher mehr Aufmerksamkeit und Vorsicht verdienen, als ihnen bisher gewidmet worden ist. Denn während bei den Dampfkesseln die Menschen sich nur in der Nähe derselben aufhalten, eine Beschädigung derselben also nicht nothwendig eintreten mufs, wenn der Kessel Schaden nimmt, ist eine schwere Gefährdung der in der Schleuse und selbst der im Senkkasten befindlichen Arbeiter bei dem Platzen einer Schleuse stets unvermeidlich. Dazu ist die Beanspruchung der Schleusen insofern eine ungünstigere wie diejenige der meisten Dampfkessel, als die Schleusen nicht nur in Folge des Betriebes der Förderung in ihrem Inneren fortwährenden Erschütterungen, sondern auch in Folge des häufigen Ein- und Ausschleusens häufigen Spannungswechseln und Wärmeänderungen ausgesetzt sind. Die Folgen dieser ungünstigen Beanspruchung haben sich auch namentlich an dem Material der auf der Zeche Rheinpreufsen bei Homberg geplatzten Schleuse, welches nachträglich untersucht wurde, deutlich erkennen lassen.

Dasselbe zeigte sich nach der Mittheilung von Wagner (Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1869 S. 385) stark krystallinisch, während zur Herstellung der Schleuse besonders gutes Eisen verwendet worden war.

Die Luftschleusen haben ihre grofse Gefährlichkeit schon hinreichend durch Unglücksfälle dargethan, und wenn diese auch weniger Eindruck machen, weil sie in Folge der geringen Zahl der vorhandenen Schleusen nur sehr vereinzelt auftreten können, so wird das Bild ein ganz anderes, sobald man auch in dieser Beziehung einen ziffermäfsigen Vergleich zwischen Dampfkesseln und Schleusen anstellt. Wenn auch der meiste Stoff hierfür nur durch Schätzung zu beschaffen ist, so wird man doch bei Annahme recht ungünstiger Verhältnisse immerhin einen genügenden Einblick bekommen.

Bisher sind von Unglücksfällen, welche in Folge des Platzens von Luftschleusen eintraten, namentlich drei bekannt geworden:*)

1) im Jahre 1865 der vorhin erwähnte auf der Zeche Rheinpreufsen bei Homberg, durch welchen zwei, nicht einmal in der Schleuse befindliche, Arbeiter getödtet wurden;

2) im Jahre 1873 ein Fall bei dem Bau der Tay-Brücke, der 6 Menschen, welche unten im Senkkasten sich befanden, das Leben kostete, und

3) im Herbste 1877 der Fall bei dem Bau der Alexander-Brücke in St. Petersburg, bei welchem 10 Menschen von der durch die abgesprengte Schleusendecke entweichenden verdichteten Luft hoch hinauf geschleudert und zerschmettert als Leichen aufgehoben wurden, während fernere 19 Mann unten im Senkkasten umkamen und erst nach Jahresfrist herausgeholt werden konnten. Der Unterzeichnete hatte Gelegenheit, die Folgen dieses letzten Unglücksfalles selbst zu sehen, und ist derselbe für ihn die Veranlassung geworden, sich eingehendst mit der Berechnung der Luftschleusen zu beschäftigen.

Während für den ersten jener drei Fälle eine natürliche Erklärung nicht schwer sich darin finden liefs, dafs der äufsere Wasserdruck, welcher den Luftdruck bedeutend überstieg, höchst wahrscheinlich zum Durchbruch kam, traten die beiden anderen Unglücksfälle bei gewöhnlichem Betriebe, ohne irgend welche besondere äufsere Veranlassung ein. Die drei Fälle, in welchen zusammen 37 Menschen das Leben einbüfsten, ereigneten sich in einem Zeitraume von 12 Jahren. Wird aber letzterer selbst auf die ganze Zeit ausgedehnt, während welcher überhaupt mit Luftdruck gearbeitet ist, so dürfte es sicherlich hoch gerechnet sein, wenn angenommen wird, dafs in den drei Ländern, in welchen sich die Unfälle zutrugen, alle überhaupt gebrauchten Luftschleusen, die Pausen abgerechnet, zusammen 400 Betriebsjahre in Thätigkeit waren, denn in so langer Betriebszeit würde man mit der einfachsten Schleuseneinrichtung mehr Fundamentmauerwerk ausführen können, als in den genannten Ländern mittelst Luftdruckgründung überhaupt hergestellt wurde. Bei dieser Annahme würden also auf 100 Luftschleusen-Betriebsjahre $0,_{75}$ Luftschleusen-Zersprengungen mit $9,_{25}$ Todten kommen. Um diese Zahlen mit den entsprechenden für Dampfkessel-Anlagen vergleichen zu können, bietet sich nur eine Mittheilung aus Glaser's Annalen über Frankreich und Algier dar. In diesen Ländern waren im Jahre 1878 im Ganzen 118610 Kessel für Kraft- und Kochdampf, Dampfmaschinen und Locomotiven thätig, bei denen durch 35 Explosionen 37 Menschen getödtet wurden. Nehmen wir mit Rücksicht darauf, dafs viele Kessel während der Nacht und im Winter kalt stehen, auch nur den dritten Theil als während des ganzen Jahres in Thätigkeit an, so haben wir immer noch 39537 Dampfkessel-Betriebsjahre, welche 35 Unglücksfälle verursachten und 37 Menschen tödteten. Es entfallen demnach auf 100 Betriebsjahre nur $0,_{088}$ Unglücksfälle und $0,_{094}$ Todte. Das Platzen von Luftschleusen kommt also $8,_{5}$ mal so oft vor, als das Platzen von Dampfkesseln, und fordert eine gleiche Betriebslänge einer Luftschleuse fast 100 mal mehr Todte, ist also um soviel gefährlicher, als dieselbe Betriebsdauer bei Dampfkesseln.

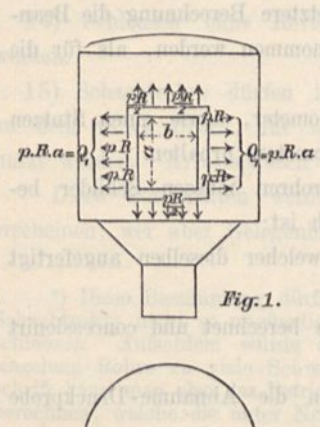
Diese Zahlen lassen unzweifelhaft das Verlangen gerechtfertigt erscheinen, die Luftschleusen einer gleichen Aufsicht zu unterstellen, wie die Dampfkessel, zumal dies keine Schwierigkeiten bietet, da dieselben Beamten, welchen die Prüfung der Dampfkessel obliegt, auch die Prüfung der Schleusen vornehmen können. Es käme nur darauf an, ähnlich wie für die Dampfkessel, geeignete Vorschriften auszuarbeiten. Bevor jedoch nach dieser Richtung hin hier Vorschläge folgen, dürfte noch Einiges über die statische Berechnung der Luftschleusen zu erwähnen sein. Es ist hierin ohne Ausnahme in früherer Zeit noch viel gesündigt und nicht mit der genügenden Vorsicht verfahren worden. Da es indessen zuweit führen würde, auf alle zu beachtenden Einzelheiten an dieser Stelle aufmerksam zu machen, so sollen hier nur als eine besonders schwache Stelle der Schleusen die Thüröffnungen hervorgehoben werden; im Uebrigen verweisen wir auf die demnächst erscheinende neue Auflage des deutschen Bauhandbuches, in welchem in dem von dem Unterzeichneten bearbeiteten Kapitel „der Grundbau" die Berechnung der Luftschleusen, sowie überhaupt die ganze Luftdruckgründung eingehend behandelt wird.

Auf die starke Beanspruchung der Thüröffnungen führte folgendes Ereignifs, welches sich beim Bau der Alexander-Brücke in St. Petersburg zutrug: Es waren dort nach dem vorerwähnten grofsen Unglücksfalle noch einmal sämmtliche Schleusen, wo dies nothwendig erschien, verstärkt und einer Wasserdruckprobe bis zur doppelten Höhe des zu erwartenden höchsten Luftdruckes unterworfen worden, ohne dafs merkbare Schwächen an den Schleusen entdeckt wären. Trotzdem zeigte sich bei noch mittlerem Luftdrucke eines Abends in einer Ecke der Thüröffnung einer Seitenkammer der im Betriebe befindlichen Schleuse ein Rifs, welcher sich durch schnell zunehmendes Abblasen der Luft bemerkbar machte. Glücklicher Weise konnten schnell genug die nöthigen Anordnungen getroffen werden, um einem Platzen der nach innen geöffneten Seitenkammer, das offenbar durch den Rifs eingeleitet war, vorzubeugen und ein neues Unglück zu verhüten. Dieser Vorfall ist gleichzeitig ein Beispiel für die Zweischneidigkeit der Druckproben, die, wie es in diesem Falle mit Sicherheit anzunehmen war, leicht an einzelnen schwachen Stellen die Zerstörung einleiten, aber schliefslich doch als nothwendiges Uebel werden beibehalten werden müssen.

Bekanntlich herrschen in der Wand eines cylindrischen, an beiden Enden geschlossenen, von innen gedrückten Gefäfses zwei Hauptspannungen: eine in der Richtung des Umfanges wirkende Ringspannung von der Gröfse $p \cdot R$ auf die Längeneinheit des Längenschnittes, und eine zweite senkrecht zu der

*) Es sei hier bemerkt, dafs wahrscheinlich auch bei der Limfjord-Brücke ein ähnlicher Unfall vorkam; über diesen ist jedoch Bestimmtes nicht zu erfahren gewesen.

vorigen, parallel zur Achse des Cylinders, von der Gröfse $\frac{p \cdot R}{2}$ für die Längeneinheit des kreisförmigen Querschnittes, wenn p der innere Druck für die Flächeneinheit der Wand und R den mittleren Halbmesser der Gefäfswand bedeutet. Will man nun, dafs in den Rändern eines rechteckigen, in die Wand gemachten Einschnittes, von den Seitenlängen a und b, der Spannungszustand nicht geändert werde, so müfste bei Anwendung eines die Oeffnung umschliefsenden rechteckigen Verstärkungsrahmens die lange Seite a (in Fig. 1) desselben folgenden drei Beanspruchungen gewachsen sein:

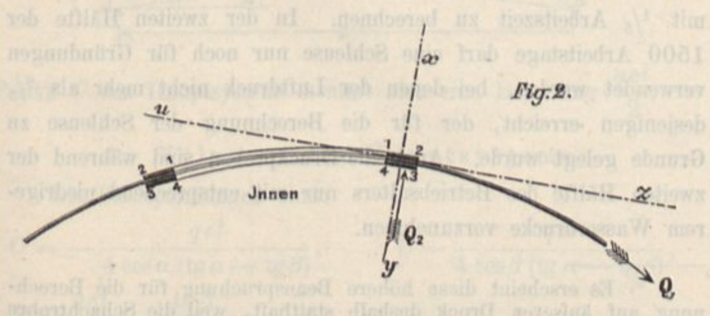


1) einem durch die Ringspannungen $p \cdot R$, oder für die Länge a im Ganzen $p \cdot R \cdot a = Q_1$ erzeugten Biegungsmomente M_1, welches $= \frac{p \cdot R \cdot a^2}{12}$ ist, wenn man die Versteifung als einen an beiden Enden eingeklammerten Balken ansieht. Dies Moment wirkt in der Richtung der Berührenden;

2) einem Momente, welches in der Richtung des Halbmessers wirkt, und das durch die auf den Rahmen im Innern frei aufliegende Thür erzeugt wird. Der ganze Druck gegen die Thür ist $= p \cdot a \cdot b$. Nehmen wir an, dafs sich derselbe gleichmäfsig auf die ganze Einfassung der Thür vertheilt, so entfällt auf eine lfde. Einheit ein Druck $= \frac{a \cdot b \cdot p}{2(a+b)}$ kg. Die Seite a erhält also die gleichmäfsig vertheilte Belastung $Q_2 = \frac{a^2 \cdot b \cdot p}{2(a+b)}$ kg, und das durch dieselbe erzeugte Biegungsmoment ist

$$M_2 = \frac{a \cdot Q_2}{12} = \frac{a^3 \cdot b \cdot p}{24(a+b)}.$$

3) Dazu tritt noch eine in der Längenrichtung wirkende Zugspannung, welche durch die auf die Seiten b einwirkenden, parallel zur Cylinderachse gerichteten Kräfte $\frac{p \cdot R}{2}$ erzeugt wird, und welche von den Seiten b auf die Seiten a übertragen wird. Diese Spannungen betragen $\frac{b \cdot R \cdot p}{2} = Q_3$ für jede Seite a und vertheilen sich gleichmäfsig über den ganzen Querschnitt q der Verstärkung des Randes a. Das Moment M_1, welches von der Ringspannung herrührt (siehe Fig. 2), erzeugt die gröfseste Zugspannung S_1^z auf der Seite 2—3 und die gröfseste Druckspannung S_1^d auf der Seite 1—4, die Belastung Q_2 aber die gröfseste Zugspannung S_2^z auf der Seite 1—2 und die



gröfseste Druckspannung auf der Seite 3—4. Die Belastung Q_3 endlich ist über den Querschnitt gleichmäfsig vertheilt und erzeugt für die Flächeneinheit des Querschnittes die Spannung S_3^z. Daraus folgt, dafs bei Punkt 2 die gröfseste Zugspannung $S^{z\,\max} = +S_1^z + S_2^z + S_3^z$ herrscht und bei Punkt 4 die gröfseste Druckspannung $S^{d\,\max} = -S_1^d - S_2^d + S_3^z$.

Bezeichnet T_{xy} das Trägheitsmoment des Querschnittes der Verstärkung in Bezug auf die neutrale Achse xy, T_{uz} das Trägheitsmoment desselben Querschnittes in Bezug auf die uz-Achse, $w_{xy}^{(2)}$ den Abstand der äufsersten Faser bei Punkt 2 von der xy-Achse, $w_{uz}^{(2)}$ den Abstand derselben Faser von der uz-Achse, $w_{xy}^{(4)}$ den Abstand der äufsersten Faser des Punktes 4 von der xy-Achse, und $w_{uz}^{(4)}$ den Abstand derselben Faser von der uz-Achse, so ist:

$$S_1^z = +\frac{M_1 w_{xy}^{(2)}}{T_{xy}} = +\frac{p \cdot a^2 \cdot R \cdot w_{xy}^{(2)}}{12\,T_{xy}}$$

$$S_1^d = -\frac{M_1 w_{xy}^{(4)}}{T_{xy}} = -\frac{p \cdot a^2 \cdot R \cdot w_{xy}^{(4)}}{12 \cdot T_{xy}}; \text{ ebenso:}$$

$$S_2^z = +\frac{p \cdot a^3 \cdot b \cdot w_{uz}^{(2)}}{24(a+b)\,T_{uz}}$$

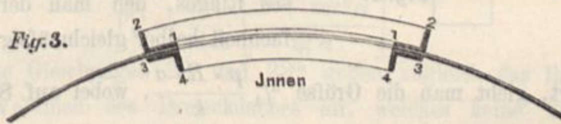
$$S_2^d = -\frac{p \cdot a^3 \cdot b \cdot w_{uz}^{(4)}}{24(a+b)\,T_{uz}} \text{ und endlich:}$$

$$S_3^z = \frac{b \cdot p \cdot R}{4 \cdot q}.$$

Es dürfen nun die Gesammt-Zugspannung der äufsersten Faser bei Punkt 2, also $S^{z\,\max}$, und die Gesammtspannung (Druck- und Zug) der äufsersten Faser bei Punkt 4, also $S^{d\,\max}$, die zulässige Beanspruchung des Eisens k nicht überschreiten. Aus dieser Forderung ergeben sich für den Querschnitt der Verstärkung die nachstehenden beiden Bedingungsgleichungen, von denen die erstere als diejenige, welche die gröfsesten Werthe liefert, die maafsgebende ist.

$$1)\quad S^{z\,\max} = k = \frac{p}{4}\left[a^2\left(\frac{R \cdot w_{xy}^{(2)}}{3\,T_{xy}} + \frac{a \cdot b \cdot w_{uz}^{(2)}}{6\,T_{uz}(a+b)}\right) + \frac{b \cdot r}{q}\right]$$

$$2)\quad S^{d\,\max} = k = \frac{p}{4}\left[a^2\left(\frac{R \cdot w_{xy}^{(4)}}{3\,T_{xy}} + \frac{a \cdot b \cdot w_{uz}^{(4)}}{6\,T_{uz}(a+b)}\right) - \frac{b \cdot r}{q}\right].$$

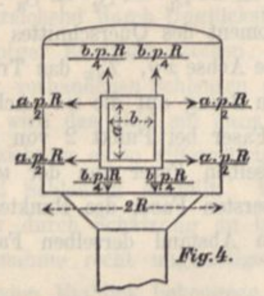


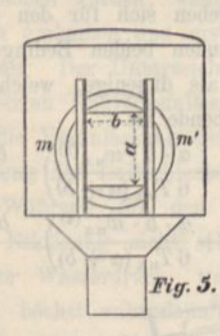
Der passendste Querschnitt für diese Beanspruchung würde also der in Fig. 3 dargestellte sein, bei welchem $w_{xy}^{(2)}$ und $w_{xy}^{(4)}$ sowie $w_{uz}^{(2)}$ und $w_{uz}^{(4)}$ möglichst grofs sind, weil dadurch die Trägheitsmomente wachsen und folglich der Werth von k verkleinert wird.

Wollte man diese Bedingungen erfüllen, so würde man so starke Rahmen für rechteckige Oeffnungen erhalten, wie sie in der Ausführung niemals vorgekommen sind. Wenn trotzdem viel schwächer ausgeführte Rahmen sich als haltbar zeigten, so ist der Grund hierfür darin zu suchen, dafs die cylindrische Blechwand selbst als Träger wirkt. Es vertheilen sich die Spannungen längs des Umfanges der Oeffnung anders, die Blechwand wird aber an einzelnen Theilen bedeutend höher beansprucht, als sie beansprucht werden sollte. Man verdankt also die Haltbarkeit der Schleuse nur dem Sicherheits-Coëfficienten, mit dem man gerechnet hat, nicht aber der Richtigkeit der Berechnung selbst.

Wenn, wie vorhin gesagt, das Blech als Träger wirkt, so stellen also die Ränder der Thüröffnung gleichsam die gedrück-

ten Gurtungen dieser Träger dar, in denen Druckspannungen herrschen, während vor Herstellung der Oeffnung überall nur Zugspannungen vorhanden waren. Die Beanspruchung der Blechwand als Tragwand bedingt ferner das Vorhandensein von Transversalkräften an den Auflagern, d. h. also an den Ecken. Die Gröfse dieser Transversalkräfte ist in der Richtung der Kanten b offenbar $= \frac{a \cdot p \cdot R}{2}$ und in der Richtung der Kanten $a = \frac{b \cdot p \cdot R}{4}$ (Fig. 4). Diese Kräfte müssen also in den Ecken durch die Verstärkung, oder, da diese in der Regel durch eine viel zu geringe Anzahl von Nieten mit dem Mantelbleche verbunden ist, um von diesem diese Kraft genügend aufnehmen zu können, von dem Mantelbleche selber mit übernommen werden, das rechnungsmäfsig nur für die Einheitsspannung $p \cdot R$ in der Richtung des Umfanges, bez. $\frac{p \cdot R}{2}$ in der anderen Richtung genügt. Es erklärt sich daher sehr leicht, dafs das Reifsen ungenügend verstärkter Thürränder in den Ecken beginnen mufs. Am zweckmäfsigsten erscheint nun eine solche Verstärkung der Oeffnungen, bei welcher diese starken Scheerkräfte in den Ecken nicht auftreten können, was dadurch erreichbar ist, dafs man die eckige Thüröffnung, ebenso wie runde Oeffnungen mit einem geschlossenen kreisförmigen Verstärkungsringe aus Flacheisen umgiebt (Fig. 5). Auf diesen gehen die auf die Seitenlänge a entfallenden Ringspannungen $p \cdot R$ durch eine genügende Anzahl Niete allmälig über und werden gleichsam um die Oeffnung herumgeführt. Dem Querschnitte dieses Ringes, den man der Einfachheit halber gleichmäfsig stark ausführt, giebt man die Gröfse $^3/_4 \frac{p \cdot R \cdot a}{k}$, wobei auf Schwächung durch Niete schon Rücksicht genommen ist. Die Schweifsstelle legt man an den Punkt m oder m', an denen die schwächste Beanspruchung stattfindet.


Fig. 4.


Fig. 5.

Diese ringförmige Einfassung entlastet das von ihr eingeschlossene Blech der Wand von der Ringspannung und der Spannung parallel zur Achse, und es bleibt also als Beanspruchung der Ränder der Thüröffnung nur noch der Druck der Thür übrig, der in der Richtung von innen nach aufsen wirkt, d. h. die vorhin mit Q_2 bezeichnete Kraft, welche auf der langen Seite a das Moment $M_2 = \frac{a^3 \cdot b \cdot p}{24(a+b)}$ erzeugt; dieses kann man leicht durch ein aufsen auf den Rand genietetes Winkeleisen aufnehmen.

Soviel über die Berechnung der Thürverstärkungen. —

Betreffs der Ausführung und Prüfung der Schleusen und Schachtrohre möchten folgende Bestimmungen als wünschenswerth zu erachten sein:

1) Für die Luftschleusen und Schachtrohre darf nur bestes, sehniges Walzeisen und Blech verwendet werden, welches in der Richtung zur Faser 36 kg, und senkrecht zu derselben 34 kg Zugfestigkeit für das qmm besitzt.

2) Gufseisen darf für innen gedrückte Röhren nur bis zu 30 cm Weite, für aufsen gedrückte bis zu 60 cm Weite verwendet werden. Für Theile, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ist Gufseisen überhaupt ausgeschlossen.

3) Messing und Kupfer ist nur für Röhren bis zu 10 cm Durchmesser statthaft.

4) Für die Berechnung ist mindestens fünffache Sicherheit anzuwenden.

5) Die Schachtrohre müssen auch auf äufseren Druck berechnet werden, jedoch kann für letztere Berechnung die Beanspruchung bis doppelt so grofs genommen werden, als für die Berechnung auf inneren Druck.*)

6) Jede Schleuse mufs ein Manometer, sowie einen Stutzen zum Anbringen eines Controll-Manometers erhalten.

7) An Schleusen und Schachtrohren müssen Schilder befestigt werden, aus denen ersichtlich ist:

a) der Name der Fabrik, in welcher dieselben angefertigt wurden,

b) der Druck, für welchen sie berechnet und concessionirt wurden,

c) Tag und Jahr, an welchem die Abnahme-Druckprobe stattfand.

8) Nach der Fertigstellung, vor jeder neuen Bauausführung, sowie nach jeder länger als 12 Monate dauernden Pause ein und derselben Bauausführung sind Schleusen und Schachtrohre mit Wasserdruck zu proben. Der Wasserdruck mufs das Doppelte des Luftdruckes betragen, mit welchem die Schleuse bei der vorliegenden Bauausführung höchstens arbeiten wird, bez. bei der ersten Probe einer neuen Schleuse das Doppelte desjenigen Druckes, für welchen sie berechnet wurde.

9) Der vorschriftsmäfsige Wasserdruck mufs während der Druckprobe mindestens 10 Minuten lang in voller Höhe erhalten werden, und darf das Wasser durch die genieteten Fugen nur in Staub- oder Perlenform austreten. An den geraden Rändern der Thüröffnungen, sowie an anderen Theilen der Prüfungsgegenstände dürfen sich während und nach der Probe keine irgendwie mefsbaren Durchbiegungen zeigen.

10) Das Ergebnifs der Druckproben der Schleusen ist in ein Revisionsbuch einzutragen, und zwar:

a) die Höhe, bis zu welchem der Wasserdruck gesteigert wurde,

b) der Befund der Schleusen,

c) das Datum, an welchem die Druckprobe stattfand.

11) Eine Luftschleuse darf überhaupt nur 1500 Tage in Benutzung genommen werden. Dabei sind die Arbeitspausen mit $^1/_5$ Arbeitszeit zu berechnen. In der zweiten Hälfte der 1500 Arbeitstage darf eine Schleuse nur noch für Gründungen verwendet werden, bei denen der Luftdruck nicht mehr als $^2/_3$ desjenigen erreicht, der für die Berechnung der Schleuse zu Grunde gelegt wurde. Auch die Druckproben sind während der zweiten Hälfte des Betriebsalters nur mit entsprechend niedrigerem Wasserdrucke vorzunehmen.

*) Es erscheint diese höhere Beanspruchung für die Berechnung auf äufseren Druck deshalb statthaft, weil die Schachtrohre nur äufserst selten in dieser Weise (durch das umgebende Wasser, wenn innen der Luftdruck aufgehoben ist) in Anspruch genommen sind, und weil während dieser Zeit Menschenleben durch eine Zerstörung der Schachtrohre nicht gefährdet sind.

Nach Ablauf von 1500 Arbeitstagen darf eine Schleuse überhaupt nicht mehr für Luftdruckgründungen verwendet werden.

12) Um jederzeit zu wissen, wie lange eine Luftschleuse bereits im Betriebe ist (Betriebsalter), sind in das zu derselben gehörende Revisionsbuch folgende Aufzeichnungen zu machen:

a) die Tagangaben, wann die Schleuse in und aufser Betrieb gesetzt wurde,

b) der höchste Luftdruck, welcher in jedem Betriebsabschnitte vorgekommen ist.

13) Diese Eintragungen sind von einem der die Aufsicht über den Bau führenden Baubeamten vorzunehmen.

14) Schleusen ohne Revisionsbuch dürfen nicht verwendet werden.

15) Schachtrohre dürfen im Ganzen 5000 Arbeitstage bis zu dem vollen Druck, für welchen sie berechnet wurden, benutzt werden. Arbeitspausen werden dabei voll gerechnet.*) —

Diese Vorschriften werden vielleicht manchem zu streng erscheinen; wer aber Gelegenheit hatte, die schrecklichen Folgen der Zerstörung einer Luftschleuse zu sehen, wird von der Nothwendigkeit, solche in Wirksamkeit treten zu lassen, überzeugt sein. Die Befolgung derselben ist jedenfalls durchführbar und wird aufser einer sorgfältigen statischen Berechnung aller Einzelheiten wesentlich dazu beitragen, neuen Unglücksfällen nach Möglichkeit vorzubeugen, die anderen Falles jetzt, wo endlich die so vortheilhafte Luftdruckgründung sich der wohlverdienten häufigeren Anwendung zu erfreuen beginnt, auch an Zahl zunehmen und das Verfahren in Verruf bringen würden. Namentlich dürfte auf den Nachweis des Druckes, für welchen die Schleusen ursprünglich berechnet wurden, ganz besonders zu halten sein. Da Schleusen häufig von einer Hand in die andere übergehen, so kennen spätere Besitzer die Stärke derselben gar nicht, und vermögen sich nur durch unsicheres Nachmessen hierüber Rechenschaft zu geben. Ebenso wichtig ist die Kenntnifs des Betriebsalters und dessen Beschränkung, denn nach der vorhin angeführten Mittheilung von Wagner hat sich die bedeutende Texturänderung an dem Eisen der bei der Zeche Rheinpreussen geplatzten Schleuse schon nach der kurzen Betriebszeit von 101 Tagen gezeigt, während welcher sie freilich fortwährend mit starkem Luftdruck gearbeitet hatte.

Berlin im November 1884.

L. Brennecke.

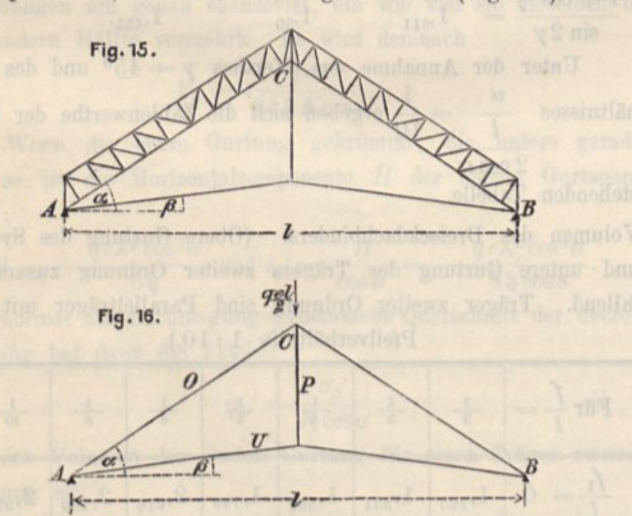
*) Diese Bestimmung dürfte deswegen statthaft sein, weil die Schachtrohre nicht so ungünstig beansprucht werden, als die Luftschleusen. Aufserdem würde eine strengere Controlle der vielen einzelnen Rohre zu viele Schwierigkeiten bieten. Bei dieser Vorschrift kann man also das Betriebsalter unmittelbar aus den Angaben berechnen, welche die unter Nr. 7 geforderten Schilder enthalten.

Das Eigengewicht der eisernen Dachbinder.

(Schlufs.)

III. Das Dreieckdach.

Das Dreieckdach wird für gröfsere Spannweiten hauptsächlich in der Weise angeordnet, dafs die Lasten der mittleren Knotenpunkte durch Träger zweiter Ordnung auf die Hauptknotenpunkte A, C und B übertragen werden (Fig. 15). Auf



Punkt C des Hauptsystems kommt also eine Belastung $\frac{qel}{2}$.

A. Volumen des Hauptsystems.

Die Stabspannungen sind:

$$O = -\frac{qel}{4\cos\alpha\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}, \qquad U = \frac{qel}{4\cos\beta\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)},$$

$$P = \frac{qel}{2}\,\frac{\operatorname{tg}\beta}{(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}.$$

Die Volumina des Hauptsystems in Folge der Stabspannungen werden demnach:

$$V_0 = \frac{qel^2}{4K\cos^2\alpha\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}, \qquad V_u = \frac{qel^2}{4\mathrm{K}\cos^2\beta\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)},$$

$V_P = \frac{qel^2}{4K}\operatorname{tg}\beta$; mithin ist das Gesammtvolumen des Hauptsystems in Folge der Systemspannungen:

$$22)\qquad V_1 = \frac{qel^2}{4K}\left(\operatorname{tg}\beta + \frac{\sec^2\alpha + \sec^2\beta}{(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}\right).$$

Für $\beta = o$ ist:

$$22^{a})\qquad V_1{}' = \frac{qel^2}{4K}\left[\frac{1 + \sec^2\alpha}{\operatorname{tg}\alpha}\right].$$

Die Gleichungen 22 und 22ª geben zugleich das theoretische Volumen des Dreieckdaches an, welches keine Träger zweiter Ordnung enthält (falls keine Lastpunkte zwischen A und C bezw. C und B liegen).

Die folgende Tabelle enthält die theoretischen Volumina des Hauptsystems für eine Anzahl von Dachformen.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	0,75	0,917	1,125	1,35	1,58	2,06	2,55
„ $= \frac{1}{20}$	0,861	1,109	1,44	1,834	2,30	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	0,902	1,19	1,58	2,05	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	1,000	1,395	1,96	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	1,084	1,57	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	1,15	1,732	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	1,25	2,0	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{5}$	1,42	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{4}$	1,725	—	—	—	—	—	—

$\underbrace{\qquad\qquad\qquad}_{\frac{qel^2}{K}}$

Diese Anordnung ist nur bei kleinen Spannweiten (bis etwa 10 m in maximo) möglich.

B. Volumen der Träger zweiter Ordnung, falls dieselben Parallelträger sind.

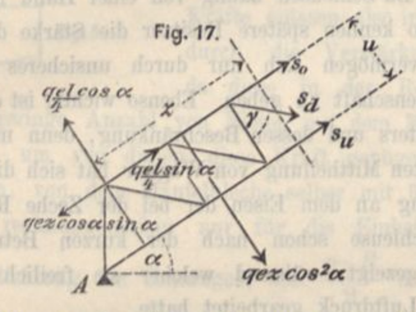
a. Gurtungen.

Die Spannung s_0 im Obergurt ist:

$$s_0 = -\left[\frac{qe}{4u}(lz\cos\alpha - 2z^2\cos^2\alpha) + \frac{qel}{4}\sin\alpha - qez\cos\alpha\sin\alpha\right],$$

diejenige im Untergurt ist:

$$s_u = \frac{qe}{4u}(lz\cos\alpha - 2z^2\cos^2\alpha).$$



Das Volumen der oberen Gurtung eines Trägers zweiter Ordnung ist demnach:

$$V_0 = \frac{1}{K}\int_0^{\frac{l}{2\cos\alpha}} s_0\,dz = \frac{qel^3}{96\,Ku\,\cos\alpha},$$

dasjenige der unteren Gurtung eines solchen Trägers genügend genau:

$$V_u = \frac{qel^3}{96\,Ku\cos\alpha}.$$

Das Gesammtvolumen der Gurtungen beider Träger zweiter Ordnung im ganzen Dachbinder ist also:

$$V_{Gurtung} = \frac{qel^3}{24\,Ku\cos\alpha}.$$

b. Gitterwerk.

Diagonalen. Die Spannung einer Diagonale ist (Fig. 17) $s_d = \frac{1}{\cos\gamma}\left(\frac{qel}{4}\cos\alpha - qez\cos^2\alpha\right)$, mithin das Volumen derselben für den Träger zweiter Ordnung nahezu:

$$V_d = 2\int_0^{\frac{l}{4\cos\alpha}} \frac{s_d}{K\sin\gamma}\,dz = \frac{qel^2}{8K\sin 2\gamma}.$$

Normalen. Die Spannung einer Normalen ist:

$$s_d = -\frac{qe}{4}\cos\alpha\,(l - 4z\cos\alpha),$$

$$F_d = \frac{qe}{4K}\cos\alpha\,(l - 4z\cos\alpha).$$

Die Länge einer Normalen ist u; dieselbe kommt auf eine Trägerlänge — in der schrägen Dachfläche gemessen — von $u\,\mathrm{tg}\,\gamma$; mithin ist das Volumen der Normalen eines Trägers zweiter Ordnung:

$$V_N = 2\int_0^{\frac{l}{4\cos\alpha}} \frac{qe\cos\alpha}{4K}(l - 4z\cos\alpha)\frac{1}{\mathrm{tg}\,\gamma}\,dz = \frac{qel^2}{16K\,\mathrm{tg}\,\gamma}.$$

Die vier Auflagerverticalen endlich haben ein Volumen

$$V_v = \frac{qelu}{K\cos\alpha}.$$

C. Gesammtvolumen des Dreieckdachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger sind.

Das Gesammtvolumen der auf einen Dachbinder entfallenden Träger zweiter Ordnung ist also:

$$23)\quad V_2 = \frac{qel^2}{4K}\left\{\frac{1}{3}\,\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{u} + \frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} + \frac{4u}{l\cos\alpha}\right\}.$$

Wenn, wie in Fig. 15 angenommen, die untere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung mit der oberen Gurtung des Dachbinders zusammenfällt, so addiren sich die in der ersteren herrschenden Zugspannungen zu den in letzterer vorhandenen Druckspannungen, d. h. sie verringern die in derselben stattfindenden Druckspannungen. Das theoretische Volumen der betreffenden Gurtung wird also erhalten, indem man das Volumen, welches die untere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung allein haben müfste, von dem Volumen abzieht, welches die obere Gurtung des Dachbinders wegen der Systemspannungen allein haben müfste; d. h. indem man $\frac{2qel^3}{96\,Ku\cos\alpha}$ nicht positiv, sondern negativ einführt. Nun haben wir aber ein genau gleich grofses Glied als Volumen der oberen Gurtung des Trägers zweiter Ordnung; beide Volumina, deren eines positiv, deren anderes negativ in die Summe eingeht, heben sich gegenseitig auf. Man kann also die Gurtvolumina der Träger zweiter Ordnung in dem angegebenen Falle vernachlässigen; alsdann ist das Gesammtvolumen eines Dachbinders:

$$24)\quad V = \frac{qel^2}{4K}\left\{\mathrm{tg}\beta + \frac{\sec^2\alpha + \sec^2\beta}{\mathrm{tg}\alpha - \mathrm{tg}\beta} + \frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} + \frac{4u}{l\cos\alpha}\right\},$$

und für $\beta = 0$:

$$24^a)\quad V = \frac{qel^2}{4K}\left\{\frac{\sec^2\alpha + 1}{\mathrm{tg}\alpha} + \frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} + \frac{4u}{l\cos\alpha}\right\}.$$

Für die Mittelwerthe

$\gamma = 40^0$ 45^0 50^0 ist

$\frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} =$ $1,_{611}$ $1,_{50}$ $1,_{435}$.

Unter der Annahme des Werthes $\gamma = 45^0$ und des Verhältnisses $\frac{u}{\frac{l}{2\cos\alpha}} = \frac{1}{10}$ ergeben sich die Zahlenwerthe der nachstehenden Tabelle.

Volumen des Dreieckdachbinders. (Obere Gurtung des Systems und untere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung zusammenfallend. Träger zweiter Ordnung sind Parallelträger mit dem Pfeilverhältnifs 1 : 10.)

Für $\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	$1,_{225}$	$1,_{364}$	$1,_{562}$	$1,_{793}$	$2,_{016}$	$2,_{490}$	$2,_{979}$
„ $= \frac{1}{20}$	$1,_{336}$	$1,_{556}$	$1,_{877}$	$2,_{263}$	$2,_{731}$	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	$1,_{378}$	$1,_{635}$	$2,_{015}$	$2,_{506}$	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	$1,_{475}$	$1,_{842}$	$2,_{397}$	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	$1,_{558}$	$2,_{016}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	$1,_{624}$	$2,_{178}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	$1,_{725}$	$2,_{447}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{5}$	$1,_{842}$	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{4}$	$2,_{225}$	—	—	—	—	—	—

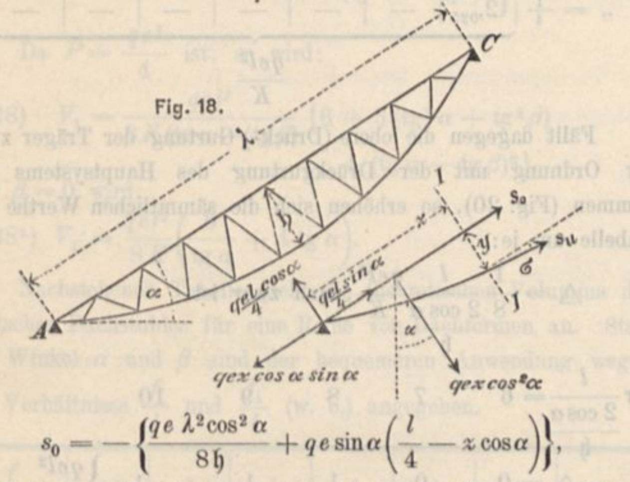
$$\underbrace{\qquad\qquad}_{\frac{qel^2}{K}}$$

Fällt dagegen die obere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung mit der Druckgurtung des Dachbinders zusammen, so erhöhen sich die Zahlenwerthe vorstehender Tabelle je um $\frac{qel^2}{4K}\left[\frac{1}{3}\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{u}}\right]$, d. h. wenn $\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{u}} = 10$, um $\frac{qel^2}{K}\cdot 0{,}_{833}$.

D. Volumen der Träger zweiter Ordnung, falls dieselben Parabelträger sind.

a. Gurtungen.

Für einen Querschnitt I I ist die Spannung der oberen Gurtung bei der Belastung und Unterstützung nach Fig. 18:



$$s_0 = -\left\{\frac{qe\,\lambda^2\cos^2\alpha}{8\mathfrak{h}} + qe\sin\alpha\left(\frac{l}{4} - x\cos\alpha\right)\right\},$$

das Volumen der oberen Gurtung demnach für einen Träger zweiter Ordnung:

$$V_0 = \frac{1}{K}\int_0^\lambda s_0\,dx = \frac{qe\lambda^3\cos^2\alpha}{8\mathfrak{h}K} + \frac{qe\sin\alpha}{K}\left(\frac{l}{4}\lambda - \frac{\lambda^2}{2}\cos\alpha\right).$$

Der Klammerfactor des zweiten Summanden ist = Null, die Axialkraft also ohne Einfluſs auf das theoretische Volumen; in der einen Hälfte der oberen Gurtung vermindert dieselbe die Spannungen um genau ebensoviel, um wie viel sie dieselben in der andern Hälfte vermehrt. Es wird demnach

$$V_0 = \frac{qel^3}{64\mathfrak{h}K\cos\alpha}.$$

Wenn die obere Gurtung gekrümmt, die untere gerade ist, so ist die Horizontalcomponente H der oberen Gurtspannung:

$$H = -\frac{qe\lambda^2\cos^2\alpha}{8\mathfrak{h}} \text{ und } s_0' = \frac{H}{\cos\sigma} = -\frac{qe\lambda^2\cos^2\alpha}{8\mathfrak{h}\cos\sigma}.$$

Der normal zur Dachneigung genommene Querschnitt der oberen Gurtung hat dann die Fläche:

$$\varphi_0' = \frac{\sigma_0'}{K\cos\sigma}$$

und das Volumen der oberen Gurtung für einen Träger zweiter Ordnung ist:

$$V_0' = \int_0^\lambda \frac{\sigma_0'\,dx}{K\cos\sigma} = \frac{qe\lambda^2\cos^2\alpha}{8\mathfrak{h}K}\int_0^\lambda \frac{dx}{\cos^2\sigma} = \frac{qel^2\cos^2\alpha}{8\mathfrak{h}K}\int_0^\lambda dx(1+\mathrm{tg}^2\sigma).$$

Nun ist $\mathrm{tg}\,\sigma = \frac{dy}{dx} = \frac{4\,\mathfrak{h}}{\lambda^2}(\lambda - 2x)$, also

$$V_0' = \frac{qel^3}{64\mathfrak{h}K\cos\alpha} + \frac{qel\mathfrak{h}\cos\alpha}{3K}.$$

In gleicher Weise ergiebt sich als Volumen der unteren Gurtung, falls die obere Gurtung geradlinig ist,

$$V_u = \frac{qel^3}{64\mathfrak{h}K\cos\alpha} + \frac{qel\mathfrak{h}\cos\alpha}{3K},$$

und falls die untere Gurtung geradlinig ist:

$$V_u' = \frac{qel^3}{64\mathfrak{h}K\cos\alpha}.$$

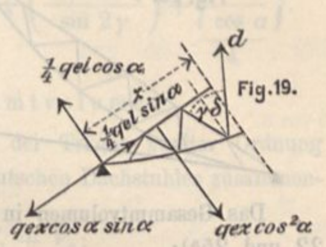
Demnach ist das theoretische Volumen der Gurtungen bei beiden Anordnungen das Gleiche.

b. Gitterwerk.

Wir machen der Einfachheit halber die nicht ganz zutreffende Annahme, daſs die ganze normal zur Dachfläche wirkende Transversalkraft vom Gitterwerk aufgenommen werde. Dann ist (Fig. 19):

$$d = -\frac{1}{\cos\delta}\frac{qe\cos^2\alpha}{2}(\lambda - 2x),$$

$$F_d = \frac{qe\cos^2\alpha}{2K\cos\delta}(\lambda - 2x)$$



und das Volumen des zu den Stäben, welche nach der Mitte ansteigen, verwendeten Materials:

$$V_d = \frac{2}{2}\int_0^{\frac{\lambda}{2}} \frac{qe\cos^2\alpha}{2K\sin\delta\cos\delta}(\lambda - 2x)\,dx,$$

$$V_d = \frac{qe\cos^2\alpha}{K\sin 2\delta}\frac{\lambda^2}{4} = \frac{qel^2}{16K\sin 2\delta}.$$

Ebenso ergiebt sich für die andere Diagonalenschaar:

$$V_d' = \frac{qel^2}{16K\sin 2\gamma},$$

wobei zu bemerken ist, daſs bei der Integration eigentlich γ und δ als variabel einzuführen sind, daſs es aber für den vorliegenden praktischen Zweck genügt, constante Mittelwerthe von γ und δ einzuführen.

Das Volumen der beiden Träger zweiter Ordnung, welche zum Dachbinder gehören, ist also:

$$V_2 = \frac{qel^3}{16K\mathfrak{h}\cos\alpha} + \frac{2qel\mathfrak{h}\cos\alpha}{3K} + \frac{qel^2}{8K}\left[\frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}\right],$$

$$25)\quad V_2 = \frac{qel^2}{8K}\left[\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} + \frac{8\mathfrak{h}}{3\frac{l}{2\cos\alpha}} + \frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}\right].$$

$\frac{l}{2\cos\alpha}$ ist die Länge des Trägers zweiter Ordnung, in der Dachfläche gemessen, $\mathfrak{h}$ die Pfeilhöhe, also $\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{2\cos\alpha}}$ das Pfeilverhältniſs.

Wir nennen:

$$A = \frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} + \frac{8}{3}\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{2\cos\alpha}},$$

$$B = \frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}.$$

Für $\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} =$	6	7	8	9	10
ist $A =$	$6{,}_{44}$	$7{,}_{38}$	$8{,}_{33}$	$9{,}_{296}$	$10{,}_{27}$,

ferner ist gewöhnlich nahezu $\gamma = \delta$ und erhält man

für $\gamma = \delta =$	30^0	35^0	40^0.	45^0,
$B =$	$2{,}_{31}$	$2{,}_{13}$	$2{,}_{03}$	$2{,}_{0}$.

Das Volumen der beiden Träger zweiter Ordnung ist also:

$$25^a)\quad V_2 = \frac{qel^2}{K}\left(\frac{A+B}{8}\right),$$

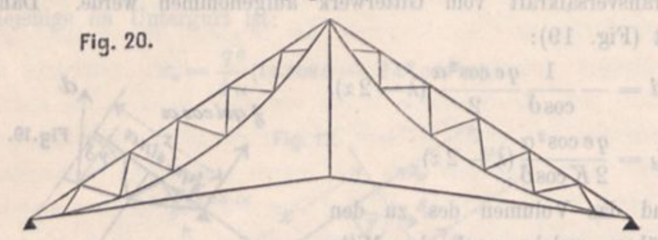
und liegt zwischen den Grenzen:

$$1{,}_{57}\,\frac{qel^2}{K} \text{ und } 1{,}_{05}\,\frac{qel^2}{K}.$$

Im Mittel ist dasselbe $V_{2\,Mittel} = 1{,}_3\,\frac{qel^2}{K}$.

E. Gesammtvolumen des Dreieckdachbinder, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger sind.

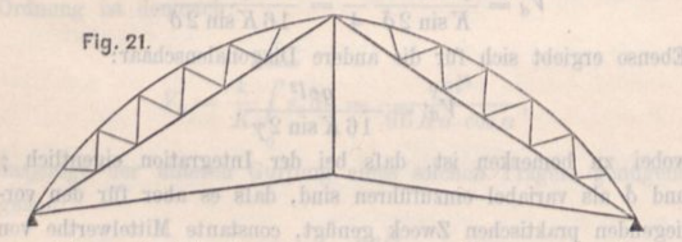
a. Die obere Gurtung der Parabelträger ist geradlinig. (Fig. 20.)


Fig. 20.

Das Gesammtvolumen in diesem Falle ist (nach Gleichung 22 und 25[a]):

$$26)\quad V_{Summa} = \frac{qel^2}{4K}\left[\operatorname{tg}\beta + \frac{\sec^2\alpha + \sec^2\beta}{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta} + \frac{A+B}{2}\right].$$

b. Die obere Gurtung der Parabelträger ist nach der Parabel gekrümmt. (Fig. 21.)


Fig. 21.

Hier entlastet die untere, gezogene Gurtung der Träger zweiter Ordnung die obere Gurtung des Systems; es ist demnach für jeden Parabelträger $\frac{qel^3}{64\,\mathfrak{h}\,K\cos\alpha}$ nicht zu addiren, sondern zu subtrahiren, es bleibt also als gesammtes Volumen der beiden Träger zweiter Ordnung:

$$V_3 = \frac{qel^2}{K}\left[\frac{1}{3}\,\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{2\cos\alpha}} + \frac{1}{8}\left(\frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}\right)\right],$$

und als Gesammtvolumen des Dachbinders:

$$27)\quad V'_{Summa} = \frac{qel^2}{4K}\left\{\operatorname{tg}\beta + \frac{\sec^2\alpha + \sec^2\beta}{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta} + \frac{4}{3}\,\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{2\cos\alpha}} + \frac{B}{2}\right\}.$$

Wir nennen $\frac{4}{3}\,\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{2\cos\alpha}} = C$, so ist:

für $\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} = 6 \quad 7 \quad 8 \quad 9 \quad 10$

$C = 0{,}_{222} \quad 0{,}_{19} \quad 0{,}_{167} \quad 0{,}_{148} \quad 0{,}_{133}$,

mithin der Beitrag der Träger zweiter Ordnung zum Gesammtvolumen zwischen:

$$0{,}_{343}\,\frac{qel^2}{K} \text{ und } 0{,}_{283}\,\frac{qel^2}{K},$$

im Mittel mit hinreichender Genauigkeit $= 0{,}_3\,\frac{qel^2}{K}$.

Unter Zugrundelegung dieses Mittelwerthes erhalten wir folgende Tabelle für die Volumina der Dreieckdachbinder mit parabolischen Trägern zweiter Ordnung, deren untere Gurtung mit der oberen Dreieckdachgurtung zusammenfällt.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	$1{,}_{05}$	$1{,}_{217}$	$1{,}_{425}$	$1{,}_{75}$	$1{,}_{88}$	$2{,}_{36}$	$2{,}_{85}$
„ $= \frac{1}{20}$	$1{,}_{161}$	$1{,}_{409}$	$1{,}_{74}$	$2{,}_{134}$	$2{,}_{60}$	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	$1{,}_{202}$	$1{,}_{49}$	$1{,}_{88}$	$2{,}_{35}$	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	$1{,}_{30}$	$1{,}_{695}$	$2{,}_{26}$	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	$1{,}_{384}$	$1{,}_{87}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	$1{,}_{45}$	$2{,}_{032}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	$1{,}_{55}$	$2{,}_{3}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{5}$	$1{,}_{72}$	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{4}$	$2{,}_{025}$	—	—	—	—	—	—

$$\frac{qel^2}{K}$$

Fällt dagegen die obere (Druck-) Gurtung der Träger zweiter Ordnung mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammen (Fig. 20), so erhöhen sich die sämmtlichen Werthe der Tabelle um je:

$$\triangle = \frac{1}{8}\,\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{h}}\,\frac{qel^2}{K}, \text{ und zwar ist}$$

für $\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} = 6 \quad 7 \quad 8 \quad 9 \quad 10$

$\triangle = 0{,}_{75} \quad 0{,}_{875} \quad 1 \quad 1{,}_{125} \quad 1{,}_{25} \Big\}\,\frac{qel^2}{K}$.

Die Construction nach Fig. 21 ist eine sehr günstige, wenn auch ein nicht unwesentlicher Theil der Ersparnifs dadurch wieder verloren geht, dafs es unmöglich ist, sich den theoretischen Querschnitten nahezu anzuschliefsen.

IV. Das deutsche Dach.

A. Das Hauptsystem.

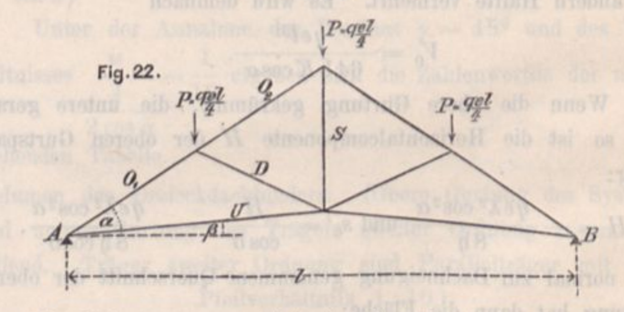


Fig. 22.

Die Stabspannungen sind (s. des Verfassers Bearbeitung im Handbuch der Architektur I, 1. Seite 392 u. 401)

$$O_1 = -\frac{3P}{2\cos\alpha\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)},$$

$$O_2 = -\frac{P}{\cos\alpha\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)},$$

$$U = \frac{3}{2}\,\frac{P}{\cos\beta\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)},$$

$$S = \frac{P(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta)}{(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)} \qquad D = -\frac{P\sqrt{1 + (\operatorname{tg}\alpha - 2\operatorname{tg}\beta)^2}}{2(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}.$$

Die Stablängen sind (Fig. 22):

$$\lambda_{o_1} = \lambda_{o_2} = \frac{l}{4\cos\alpha}, \quad \lambda_u = \frac{l}{2\cos\beta}, \quad \lambda_S = \frac{l}{2}(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta),$$

$$\lambda_D = \frac{l}{4}\sqrt{1 + (\operatorname{tg}\alpha - 2\operatorname{tg}\beta)^2}$$

also die Volumina der Stäbe:

$$V_{o_1} = \frac{3Pl}{8K\cos^2\alpha\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}, \quad V_{o_2} = \frac{Pl}{4K\cos^2\alpha\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)},$$

$$V_u = \frac{3Pl}{4K\cos^2\beta\,(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}, \quad V_S = \frac{Pl}{2K}(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta),$$

$$V_D = \frac{Pl}{8K}\,\frac{[1 + (\operatorname{tg}\alpha - 2\operatorname{tg}\beta)^2]}{(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}.$$

Das Volumen eines Binders des deutschen Daches (des Hauptsystemes) ist also:

$$V_1 = \frac{Pl}{4K(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}\left\{\frac{5}{\cos^2\alpha} + \frac{6}{\cos^2\beta} + 1 + (\operatorname{tg}\alpha - 2\operatorname{tg}\beta)^2 + 2(\operatorname{tg}^2\alpha - \operatorname{tg}^2\beta)\right\}.$$

Da $P = \frac{qel}{4}$ ist, so wird:

$$28)\quad V_1 = \frac{qel^2}{8K(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)}\{6 + 3(\operatorname{tg}^2\alpha + \operatorname{tg}^2\beta) + (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta)^2\}.$$

Für $\beta = 0$ wird:

$$28^a)\quad V_1' = \frac{qel^2}{8K}\left(\frac{6}{\operatorname{tg}\alpha} + 4\operatorname{tg}\alpha\right).$$

Nachstehende Tabelle giebt die theoretischen Volumina des deutschen Dachstuhles für eine Reihe von Dachformen an. Statt der Winkel α und β sind der bequemeren Anwendung wegen die Verhältnisse $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ (w. o.) angegeben.

$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,25	1,458	1,75	2,075	2,416	3,125	3,85
„ $= \frac{1}{20}$	1,361	1,69	2,17	2,75	3,49	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	1,414	1,795	2,363	3,092	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	1,525	2,053	2,9	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	1,623	2,304	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	1,708	2,533	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	1,833	2,916	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{5}$	2,05	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{4}$	2,5	—	—	—	—	—	—

$$\frac{qel^2}{K}.$$

Für die Verhältnisse $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ und $\frac{f_1}{l} = 0$ sind der deutsche und der Polonceaudachstuhl identisch; die Volumina der letzten Tabelle und derjenigen, welche für den Polonceaudachstuhl berechnet ist, stimmen aber nicht überein. Der Grund liegt in der beim Polonceaudach gemachten, nicht genauen, Annahme, dafs alle Lasten direct angreifen, während sie wirklich nur in den drei mittleren Knotenpunkten wirken. Das hier ermittelte Resultat ist das genauere.

B. Die Träger zweiter Ordnung, falls dieselben Parallelträger sind.

Beim Dreieckdach ergab sich das Volumen eines solchen Trägers zweiter Ordnung, von der Stützweite $\lambda = \frac{l}{2\cos\alpha}$ in der schrägen Dachfläche zu (s. Gleichung 23):

$$\mathfrak{V} = \frac{qel^2}{8K}\left\{\frac{1}{3}\,\frac{\frac{l}{2\cos\alpha}}{u} + \frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} + \frac{4u}{l\cos\alpha}\right\},$$

$$\mathfrak{V} = \frac{qe}{2K}\cos^2\alpha\;\lambda^2\left\{\frac{1}{3}\,\frac{\lambda}{u} + \frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} + \frac{4u}{2\lambda\cos^2\alpha}\right\}.$$

Hier ist $\lambda = \frac{l}{4\cos\alpha}$, mithin das Volumen eines Trägers zweiter Ordnung hier:

$$\mathfrak{V}' = \frac{qel^2}{32K}\left\{\frac{1}{3}\,\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{u} + \frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma} + \frac{\frac{2u}{l\cos\alpha}}{4}\right\},$$

und das Volumen aller 4 Träger zweiter Ordnung:

$$29)\quad V_2 = \frac{qel^2}{4K}\left\{\frac{1}{6}\,\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{u} + \frac{1}{2}\left(\frac{1+\cos^2\gamma}{\sin 2\gamma}\right) + \frac{\frac{u}{l\cos\alpha}}{4}\right\}.$$

C. Das Gesammtvolumen

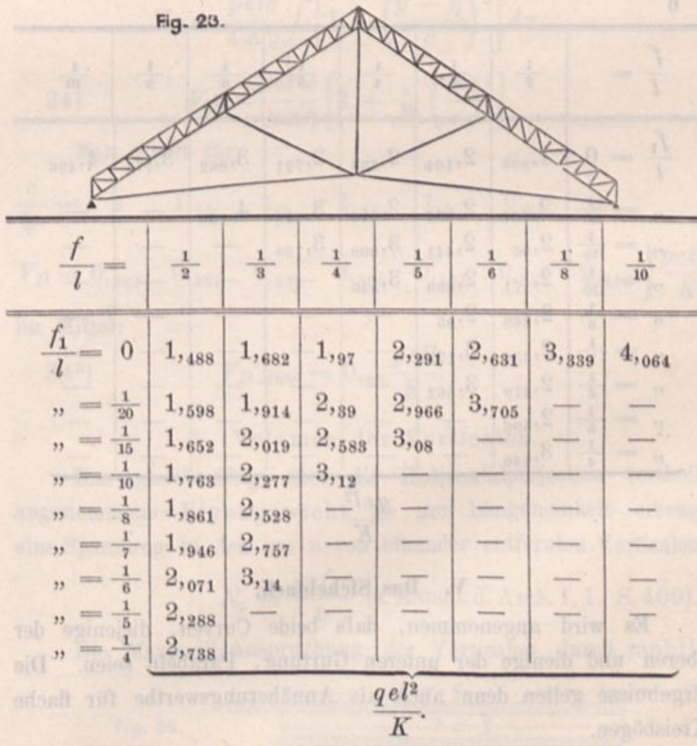
ist, wenn die oberen Gurtungen der Träger zweiter Ordnung mit den oberen Gurtungen des deutschen Dachstuhles zusammenfallen:

$$\mathfrak{V}_{summa} = V_1 + V_2;$$

fallen dagegen die unteren Gurtungen der Träger zweiter Ordnung mit den oberen Gurtungen des deutschen Dachstuhles zusammen, so ist in der Klammergröfse der Gleichung 29 das erste Glied, $\frac{1}{6}\,\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{u}$ fortzulassen.

Für diesen letzteren Fall (Fig. 23), und unter Annahme des Mittelwerthes $\gamma = \delta = 45^0$, sowie des Werthes $\frac{u}{\frac{l}{4\cos\alpha}} = \frac{1}{10}$ ergiebt sich nachfolgende Tabelle für das Gesammtvolumen:

Fig. 23.



$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,488	1,682	1,97	2,291	2,631	3,339	4,064
„ $= \frac{1}{20}$	1,598	1,914	2,39	2,966	3,705	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	1,652	2,019	2,583	3,08	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	1,763	2,277	3,12	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	1,861	2,528	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	1,946	2,757	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	2,071	3,14	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{5}$	2,288	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{4}$	2,738						

$$\frac{qel^2}{K}.$$

Für den ersten Fall, dafs die beiden Druckgurtungen zusammenfallen, ergeben sich die Volumina aus vorstehender Tabelle, indem jeder Werth um $0{,}416\,\frac{qel^2}{K}$ erhöht wird.

D. Die Träger zweiter Ordnung sind Parabelträger.

Das Volumen eines solchen Parabelträgers von der Länge λ in der Dachfläche gemessen, ist nach Gleichung 25:

$$V_3 = \frac{qe}{4K}\lambda^2 \cos^2\alpha\left[\frac{\lambda}{\mathfrak{h}} + \tfrac{8}{3}\frac{\mathfrak{h}}{\lambda} + \frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}\right].$$

Hier ist $\lambda = \frac{l}{4\cos\alpha}$, also:

$$V_3 = \frac{qel^2}{16K}\left[\tfrac{1}{4}\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} + \tfrac{2}{3}\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{4\cos\alpha}} + \tfrac{1}{4}\left(\frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}\right)\right],$$

mithin für alle 4 Träger zweiter Ordnung des Dachbinders:

$$30)\quad \mathfrak{V}_3 = \frac{qel^2}{4K}\left[\tfrac{1}{4}\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} + \tfrac{2}{3}\frac{\mathfrak{h}}{\frac{l}{4\cos\alpha}} + \tfrac{1}{4}\left(\frac{1}{\sin 2\gamma} + \frac{1}{\sin 2\delta}\right)\right].$$

Für $\gamma = \delta = 45^0$ und

$\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} =$ 6 7 8 9 10 ist:

$$\mathfrak{V}_3 = \frac{qel^2}{K}\,[0{,}_{528}\quad 0{,}_{586}\quad 0{,}_{646}\quad 0{,}_{706}\quad 0{,}_{768}].$$

E. Gesammtvolumen.

Die Gesammtvolumina einer Anzahl Dachbinder (nach

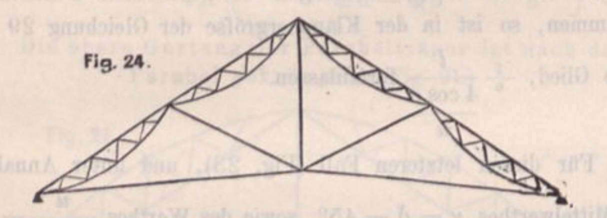


Fig. 24.

Fig. 24) sind in nachstehender Tabelle für $\gamma = \delta = 45^0$ und $\frac{\frac{l}{4\cos\alpha}}{\mathfrak{h}} = 8$ angegeben:

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	$1{,}_{896}$	$2{,}_{104}$	$2{,}_{396}$	$2{,}_{721}$	$3{,}_{062}$	$3{,}_{771}$	$4{,}_{496}$
„ $= \frac{1}{20}$	$2{,}_{007}$	$2{,}_{336}$	$2{,}_{816}$	$3{,}_{396}$	$4{,}_{136}$	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	$2{,}_{06}$	$2{,}_{441}$	$3{,}_{009}$	$3{,}_{738}$	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	$2{,}_{171}$	$2{,}_{699}$	$3{,}_{546}$	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	$2{,}_{269}$	$2{,}_{95}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	$2{,}_{354}$	$3{,}_{179}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	$2{,}_{479}$	$3{,}_{562}$	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{5}$	$2{,}_{696}$	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{4}$	$3{,}_{146}$	—	—	—	—	—	—

$$\frac{qel^2}{K}$$

V. Das Sicheldach.

Es wird angenommen, dafs beide Curven, diejenige der oberen und dienige der unteren Gurtung, Parabeln seien. Die Ergebnisse gelten denn auch als Annäherungswerthe für flache Kreisbögen.

Die Gleichungen der beiden Parabeln, bezogen auf den Punkt A als Anfangspunkt der Coordinaten sind (Fig. 24a):

Fig. 24a.

$$y = \frac{4f}{l^2}(lx - x^2)$$

$$\eta = \frac{4f_1}{l^2}(lx - x^2)$$

$$y - \eta = \frac{4}{l^2}\mathfrak{h}(lx - x^2)$$

A. Volumen der Gurtungen.

Die Spannung im Obergurt, an beliebiger Stelle mit der Abscisse x ist:

$$O = -\frac{M_x}{\cos\sigma\,(y-\eta)},$$

diejenige im Untergurt:

$$U = \frac{M_x}{\cos\tau\,(y-\eta)}.$$

Für die angenommene totale Belastung ist

$$M = \frac{qe}{2}(lx - x^2),$$

also:

$$O = -\frac{qel^2}{8\mathfrak{h}\cos\sigma} \quad \text{und} \quad U = \frac{qel^2}{8\mathfrak{h}\cos\tau};$$

das Volumen der oberen Gurtung ist demnach:

$$V_0 = 2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{qel^2}{8\mathfrak{h}K\cos^2\sigma}dx = \frac{qel^2}{4\mathfrak{h}K}\int_0^{\frac{l}{2}}(1 + \mathrm{tg}^2\sigma)dx$$

$$\mathrm{tg}\ \sigma = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l^2}(l - 2x) \quad \text{und}$$

$$V_0 = \frac{qel^3}{8\mathfrak{h}K}\left[1 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2\right].$$

Ebenso ergiebt sich als Volumen der unteren Gurtung:

$$V_u = \frac{qel^3}{8\mathfrak{h}K}\left[1 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f_1}{l}\right)^2\right]$$

und das ganze Gurtvolumen:

$$31)\quad V_{Gurtungen} = \frac{qel^3}{8\mathfrak{h}K}\left[2 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f_1}{l}\right)^2\right].$$

Man kann diesen Ausdruck auch schreiben:

$$31^a)\quad V_{Gurtungen} = \frac{qel^2}{8K\cdot\left(\frac{f-f_1}{l}\right)}\left[2 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f_1}{l}\right)^2\right].$$

Das Gurtvolumen wird ein Minimum für diejenigen Werthe von f und f_1, für welche stattfindet:

$$\frac{dV}{df} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{dV}{df_1} = 0.$$

Man erhält als Bedingungsgleichungen:

1) $f^2 - 2ff_1 = \tfrac{3}{8}l^2 + f_1^2.$

2) $f_1^2 - 2ff_1 = \tfrac{3}{8}l^2 + f^2.$

Die Auflösung ergiebt $f_1 = -f$, demnach $f_{min} = \frac{l}{4}\sqrt{3} = 0{,}_{433}\,l.$

Wird dieser Werth von f in die Gleichung 31 eingeführt und beachtet, dafs jetzt $\mathfrak{h} = 2f_{min}$, $f_1 = -f_{min}$ ist, so ergiebt sich:

$$32)\quad V_{min} = \frac{qel^2}{K}\,0{,}_{577}.$$

Für $f_1 = 0$ wird

$$33)\quad V'_{Gurtungen} = \frac{qel^3}{8fK}\left[2 + \tfrac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2\right],$$

V' wird ein Minimum für

$$\frac{dV'}{df} = 0 = \tfrac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2 - 2,$$

$$f_{min} = 0{,}_{612}\,l.$$

Man erhält:

33ª) $$V_{min'} = 0{,}_{817} \frac{qel^2}{K}.$$

Unter den gleichen Verhältnissen war das Minimum des Gurtvolumens

bei dem englischen Dachstuhl $= 1{,}_{061} \frac{qel^2}{K}$,

bei dem Polonceau-Dachstuhl $= 1{,}_{24} \frac{qel^2}{K}$.

Für eine Anzahl von Verhältnissen des $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ sind die Volumina der Gurtungen in nachstehender Tabelle zusammengestellt; die Volumina, welche in der Praxis nicht vorkommenden Verhältnissen entsprechen, sind eingeklammert.

Gurtvolumina des Sicheldachbinders:

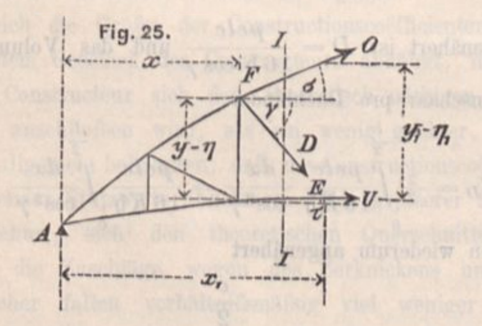
$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	$(0{,}_{8325})$	$0{,}_{972}$	$1{,}_{167}$	$1{,}_{383}$	$1{,}_{611}$	$1{,}_{845}$	$2{,}_{083}$	$2{,}_{324}$	$2{,}_{567}$
„ $\frac{1}{20}$	$(0{,}_{93})$	$1{,}_{15}$	$1{,}_{466}$	$1{,}_{855}$	$2{,}_{323}$	—	—	—	—
„ $\frac{1}{15}$	$(0{,}_{969})$	$1{,}_{23}$	$1{,}_{61}$	$2{,}_{102}$	—	—	—	—	—
„ $\frac{1}{10}$	$(1{,}_{06})$	$1{,}_{419}$	$1{,}_{99}$	$2{,}_{832}$	—	—	—	—	—
„ $\frac{1}{8}$	$(1{,}_{138})$	$1{,}_{608}$	$2{,}_{416}$	—	—	—	—	—	—
„ $\frac{1}{7}$	$(1{,}_{205})$	$1{,}_{778}$	—	—	—	—	—	—	—
„ $\frac{1}{6}$	$(1{,}_{305})$	$2{,}_{056}$	—	—	—	—	—	—	—

$$\left(\frac{qel^2}{K}\right)$$

B. Volumen des aus Diagonalen und Verticalen gebildeten Gitterwerkes.

Wir können hier nicht die bisherige Belastungsart einführen, bei welcher der ganze Binder gleichmäfsig belastet war; wir führen vielmehr diejenige partielle Belastung ein, welche nach bekannten Regeln die ungünstigste ist.

a. Volumen der Diagonalen.



Wird das Moment der äufseren Kräfte für den Punkt F mit M, dasjenige für den Punkt E mit M_1 bezeichnet, so erhält man als Diagonalspannung:

$$D = + \frac{1}{\cos\gamma}\left(\frac{M_1}{y_1 - \eta_1} - \frac{M}{y - \eta}\right).$$

Die Belastung durch das Eigengewicht hat auf die Diagonale keinen Einflufs; die gröfste Zug- bezw. Druckbeanspruchung findet in der betrachteten Diagonale statt, wenn nur der Theil des Trägers zwischen dem Querschnitt II und dem rechtsseitigen, bezw. dem linksseitigen Auflager belastet ist.

Die gröfste Zugbeanspruchung bei der angegebenen Belastung ist, (siehe Fig. 26),

da $$M = \frac{pe\left(l - x - \frac{c}{2}\right)^2}{2l} x,$$

$$M_1 = \frac{pe\left(l - x - \frac{c}{2}\right)^2}{2l} x_1 \text{ ist:}$$

$$D = \frac{\frac{pel}{8\mathfrak{h}\cos\gamma}\left(l - x - \frac{c}{2}\right)^2 c}{(l - x - c)(l - x)}.$$

Wir setzen mit geringem Fehler

$$\frac{\left(l - x - \frac{c}{2}\right)^2}{(l - x - c)(l - x)} = 1,$$

so wird:

$$D = \frac{pelc}{8\mathfrak{h}\cos\gamma}.$$

Das Volumen der Diagonalen pro lfd. Meter Dachbinder ist demnach:

$$\mathfrak{v} = \frac{pelc}{8K\mathfrak{h}\cos\gamma}\,\frac{d}{c} = \frac{pelc}{8K\mathfrak{h}\cos^2\gamma}$$

und das Volumen der sämmtlichen Diagonalen des Binders:

$$V_D = \frac{2pelc}{8K\mathfrak{h}} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{\cos^2\gamma}.$$

Wir setzen angenähert:

$$\cos\gamma = \frac{c}{\sqrt{c^2 + (y - \eta)^2}}, \text{ so wird:}$$

$$V_D = \frac{pelc}{4K\mathfrak{h}} \int_0^{\frac{l}{2}} \left[1 + \left(\frac{y - \eta}{c}\right)^2\right] dx,$$

34) $$V_D = \frac{pel^2c}{8K\mathfrak{h}}\left[1 + \tfrac{8}{15}\left(\frac{\mathfrak{h}}{c}\right)^2\right].$$

Man erhält für:

$$\frac{c}{\mathfrak{h}} = 2 \quad 1{,}_{75} \quad 1{,}_{5} \quad 1{,}_{25} \quad 1{,}_{0} \quad 0{,}_{75} \quad 0{,}_{5}$$

$$V_D = 0{,}_{283} \quad 0{,}_{257} \quad 0{,}_{232} \quad 0{,}_{209} \quad 0{,}_{191} \quad 0{,}_{183} \quad 0{,}_{196} \Big\} \frac{pel^2}{K}$$

im Mittel:

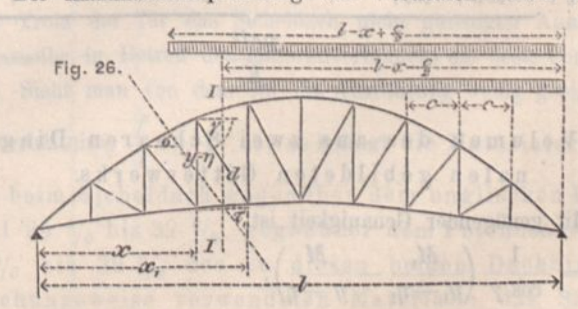
34ª) $$V_{D\,Mittel} = 0{,}_{23} \frac{pel^2}{K}.$$

b. Volumen der Verticalen.

Das gleichmäfsig über die Horizontalprojection vertheilt angenommene Eigengewicht ge pro Längeneinheit erzeugt eine Spannung in den um c von einander entfernten Verticalen:

$$N_g = \frac{gef_1 c}{\mathfrak{h}} \text{ (s. Handb. d. Arch. I, 1. S. 409).}$$

Die Maximalbeanspruchung der Verticalen durch mobile



Belastung ergiebt sich bei der in Fig. 26 gezeichneten Belastungsweise zu

$$N_p = -Q_x + \frac{M_x}{y-\eta}(\operatorname{tg}\sigma - \operatorname{tg}\tau_1);\ \text{nun ist}$$

$$Q_x = \frac{pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2}{2l}, \qquad M_x = \frac{pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2 x}{2l},$$

demnach zu

$$N_p = \left\{ \frac{pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2}{2l(y-\eta)} x(\operatorname{tg}\sigma - \operatorname{tg}\tau_1) - \frac{pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2}{2l} \right\}.$$

Genau genug ist

$$\operatorname{tg}\sigma = \frac{4f}{l^2}(l-2x+c)$$

$$\operatorname{tg}\tau_1 = \frac{4f_1}{l^2}(l-2x-c) \ \text{und}$$

$$N_p = -\frac{pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2}{2l(y-\eta)}\left\{-\frac{4x}{l^2}\left[(l-2x)\mathfrak{h}+c(f+f_1)\right]+(y-\eta)\right\}.$$

Das Volumen eines Verticalstabes ist:

$$\frac{pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2}{2Kl}\left[\frac{4}{l^2}\mathfrak{h}(lx-x^2)-\frac{4}{l^2}\mathfrak{h}(lx-2x^2)-\frac{4x}{l^2}c(f+f_1)\right]$$

$$= \frac{2pe\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2}{Kl^3}\left[\mathfrak{h}x^2 - xc(f+f_1)\right],$$

und das Gesammtvolumen der Verticalstäbe:

$$V_N = \frac{4pe}{Kl^3}\int_0^{\frac{l}{2}}\left(l-x+\frac{c}{2}\right)^2\left[\frac{\mathfrak{h}x^2}{c} - x(f+f_1)\right]dx,$$

$$V_N = \frac{4pe}{K}\left[\mathfrak{h}\left(\frac{l^2}{60c}+\tfrac{5}{192}l+\frac{c}{96}\right) - (f+f_1)\left(\tfrac{11}{192}l+\frac{c}{12}+\frac{c^2}{32l}\right)\right],$$

$$35)\quad V_N = \frac{4pe}{K}\left[f\left(\frac{l^2}{60c}-\frac{l}{32}-\frac{7}{96}c-\frac{c^2}{32l}\right) - f_1\left(\frac{l^2}{60c}+\frac{l}{12}+\tfrac{9}{96}c+\frac{c^2}{32l}\right)\right].$$

Für $c =$	$\frac{l}{6}$	$\frac{l}{7}$	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{9}$	$\frac{l}{10}$
ist $V_N =$	$\left(0{,}223\frac{f}{l}-0{,}799\frac{f_1}{l}\right)$	$\left(0{,}3\frac{f}{l}-0{,}856\frac{f_1}{l}\right)$	$0{,}370\frac{f}{l}-0{,}915\frac{f_1}{l}$	$0{,}442\frac{f}{l}-0{,}977\frac{f_1}{l}$	$0{,}512\frac{f}{l}-1{,}04\frac{f_1}{l}$

(sämmtlich mal $\frac{pel^2}{K}$)

Im Mittel ist

$$35^{a})\quad V_N = \frac{pel^2}{K}\left(0{,}37\frac{f}{l}-0{,}91\frac{f_1}{l}\right),$$

und demnach das Volumen des Gitterwerks im Mittel:

$$35^{b})\quad V_{Gitter} = \frac{pel^2}{K}\left(0{,}23+0{,}37\frac{f}{l}-0{,}91\frac{f_1}{l}\right).$$

Dabei ist auf die Entlastung durch die Zugbeanspruchung N_g nichts gerechnet.

Für die oben, bei Berechnung des Gurtvolumens, angegebenen Verhältnisse von $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ ergeben sich als Gitterwerkvolumina die Zahlenwerthe nachstehender Tabelle.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	(0,415)	0,353	0,322	0,304	0,292	0,283	0,276	0,271	0,267
„ $= \frac{1}{20}$	(0,37)	0,308	0,277	0,259	0,247	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{15}$	(0,354)	0,292	0,261	0,243	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{10}$	(0,324)	0,262	0,231	0,213	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{8}$	(0,301)	0,239	0,208	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{7}$	(0,285)	0,223	0,192	—	—	—	—	—	—
„ $= \frac{1}{6}$	(0,264)	0,202	—	—	—	—	—	—	—

(sämmtlich mal $\frac{pel^2}{K}$)

C. Volumen des aus zwei Schaaren Diagonalen gebildeten Gitterwerks.

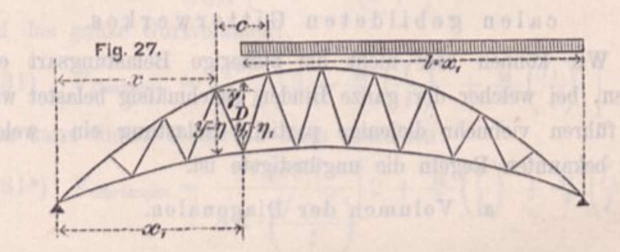
Mit genügender Genauigkeit ist

$$D = \frac{1}{\cos\gamma}\left(\frac{M_1}{y_1-\eta_1} - \frac{M}{y-\eta}\right),$$

$$M_1 = \frac{pe(l-x_1)^2}{2l}x_1, \qquad M = \frac{pe(l-x_1)^2}{2l}x,$$

$$y_1 - \eta_1 = \frac{4}{l^2}\mathfrak{h}(lx_1 - x_1^2), \qquad y-\eta = \frac{4\mathfrak{h}}{l^2}(lx-x^2),$$

$$D = \frac{pelc}{16\mathfrak{h}\cos\gamma}\left(\frac{l-x-\frac{c}{2}}{l-x}\right).$$



Angenähert ist $D = \frac{pelc}{16\,\mathfrak{h}\cos\gamma}$ und das Volumen dieser Diagonalenschaar pro Dachbinder:

$$V_D = \frac{2}{2}\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{pelc}{16K\mathfrak{h}}\frac{dx}{\cos^2\gamma} = \frac{pelc}{16K\mathfrak{h}}\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{dx}{\cos^2\gamma}.$$

Wir setzen wiederum angenähert

$$\cos\gamma = \frac{\frac{c}{2}}{\sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2+(y-\eta)^2}},\ \text{also}$$

$$V_D = \frac{pelc}{16K\mathfrak{h}}\int_0^{\frac{l}{2}}\left[1+\frac{4}{c^2}(y-\eta)^2\right]dx,$$

$$36)\quad V_D = \frac{pel^2c}{16K\mathfrak{h}}\left[\tfrac{1}{2}+\tfrac{16}{15}\left(\frac{\mathfrak{h}}{c}\right)^2\right].$$

Ebenso grofs können wir das theoretische Volumen der anderen Diagonalenschaar annehmen, d. h. wir erhalten:

$$37)\quad \Sigma(V_{Diagonalen}) = \frac{pel^2c}{8K\mathfrak{h}}\left[\tfrac{1}{2}+\tfrac{16}{15}\left(\frac{\mathfrak{h}}{c}\right)^2\right].$$

Man erhält für:

$$\frac{c}{\mathfrak{h}} = 2 \quad 1{,}_{75} \quad 1{,}_{5} \quad 1{,}_{25} \quad 1{,}_{0} \quad 0{,}_{75}$$

$$\Sigma(V_{Diagonalen}) = 0{,}_{192} \quad 0{,}_{185} \quad 0{,}_{183} \quad 0{,}_{185} \quad 0{,}_{196} \quad 0{,}_{225} \Big\} \frac{pel^2}{K},$$

im Mittel kann man setzen:

37[a]) $$\Sigma(V_{Diagonalen}) = 0{,}_{19} \frac{pel^2}{K}.$$

Auf die äufserst geringen Beanspruchungen in Folge des Eigengewichts ist keine Rücksicht genommen.

VI. Folgerungen.

Die vorstehenden Entwickelungen geben die sogenannten theoretischen Volumina; das wirkliche Volumen ist in jedem Falle von dem theoretischen verschieden, und meistens wesentlich gröfser als dieses. Die Gründe dafür sind:

1) Es ist nicht möglich, die Querschnitte dem theoretischen Bedürfnisse genau entsprechend zu construiren; einmal kann man die Querschnitte nicht continuirlich veränderlich machen, wie das die obige Berechnung voraussetzte, nur stufenweise kann sich der Querschnitt ändern. Sodann aber zwingen praktische constructive Rücksichten, von den theoretischen Querschnitten abzuweichen, da es ja schliefslich auf die billigste Herstellung ankommt, und oft eine schwerere Construction wegen der leichteren Herstellung billiger ist, als eine etwas leichtere.

2) Bei den gezogenen Stäben mufs ein Zuschlag wegen der Nietverschwächung, bei den gedrückten Stäben ein Zuschlag wegen des Widerstandes gegen Zerknicken zu den oben berechneten Querschnittsgröfsen gegeben werden.

3) Einen weiteren Zuschlag bilden die Verbindungsconstructionen, also die Knotenbleche, die Gelenkbolzen, die Futterbleche, Nietköpfe, die Stofslaschen u. s. w.

4) Die bei den obigen Berechnungen gemachten Annahmen stimmen nicht genau mit der Wirklichkeit überein.

Den hier angeführten Rücksichten wird durch Constructionscoëfficienten Rechnung getragen, d. h. durch Coëfficienten, mit welchen unsere theoretischen Werthe multiplicirt werden müssen, um die wirklichen Werthe zu ergeben.

Obgleich die Gröfse der Constructionscoëfficienten wesentlich von dem Geschick des Constructeurs abhängt, indem ein erfahrener Constructeur sich dem theoretisch nöthigen Volumen viel näher anschliefsen wird, als ein wenig geübter, so kann man doch allgemein behaupten, dafs die Constructionscoëfficienten mit wachsender Stützweite abnehmen. Bei gröfserer Stützweite ist es leichter, sich den theoretischen Querschnitten anzuschliefsen, die Zuschläge wegen des Zerknickens und wegen der Nietlöcher fallen verhältnifsmäfsig viel weniger ins Gewicht, als bei kleinen Stützweiten. Für die verschiedenen Constructionsformen ergeben sich verschiedene Constructionscoëfficienten. Wenn die oben entwickelten Resultate demnach für die Ermittelung der Gewichte erst durch eine weitere Untersuchung über die Constructionscoëfficienten direct verwerthbar werden, welche Untersuchung der Verfasser sich für einen weiteren Artikel vorbehält, so bieten dieselben doch für den Vergleich der verschiedenen Dachformen eine geeignete Unterlage.

a. Das Volumen des Gitterwerks.

Beim englischen Dachstuhl ist die Anordnung des Gitterwerks, bei welcher eine Schaar der Diagonalen normal zur Dachfläche gerichtet ist, wesentlich günstiger, als diejenige mit einer Schaar Verticalen und einer Schaar Diagonalen. Das Volumen des Gitterwerks beträgt bei der ersten Anordnung pro Binder im Mittel $0{,}_4 \frac{qel^2}{K}$, bei der zweiten Anordnung je nach der Felderzahl meistens zwischen $0{,}_{42} \frac{qel^2}{K}$ und $0{,}_{60} \frac{qel^2}{K}$, also nicht unwesentlich mehr. In der Ausführung gestaltet sich die erste Anordnung noch günstiger, weil, wie bereits oben bemerkt, die gedrückten Stäbe daselbst kürzer sind als bei der zweiten Methode des Gitterwerks, mithin ein geringerer Zuschlag wegen des Zerknickens nöthig wird.

Beim Polonceau-Dachstuhl ist der Materialverbrauch zum Gitterwerk wesentlich geringer, als beim englischen Dachstuhl. Der Grund dafür ist, dafs die bei der unteren Gurtung berechneten Stäbe CF und CG (Fig. 7) eigentlich mit zum Gitterwerk gehören.

Für gröfsere Spannweiten, bei welchen mehr als 8 Felder angeordnet werden, und flache Dachneigungen ist das Gitterwerk nach dem System des umgekehrten englischen Dachstuhls (s. II, B S. 120) demjenigen nach dem System der ähnlichen Dreiecke vorzuziehen.

Beim parabolischen Sicheldach ist das aus 2 Schaaren Diagonalen gebildete Gitterwerk wesentlich leichter, als dasjenige, welches aus einer Schaar Verticalen und einer Schaar Diagonalen besteht. Die Ersparnifs beträgt für die verschiedenen Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ von 0 % bis 46 % des zu der letzteren Gitteranordnung verwandten Volumens. Die Ersparnifs nimmt aber hier bei abnehmender Mittelhöhe der Sichel ab.

b. Das Gesammtvolumen.

Eine Vergleichung der Gesammtvolumina bei den verschiedenen Dachsystemen gewährt die auf S. 263 folgende Tabelle. Die erste Rubrik (I) giebt das Volumen des englischen Dachstuhls für die günstigste Diagonalenanordnung (eine Schaar normal zur Dachfläche); die zweite Rubrik (II) enthält das Volumen des Polonceau-Daches für die Felderzahl $n = 16$ und das Gitterwerk nach dem System des umgekehrten englischen Daches.

Für das Dreieckdach (Rubrik III) und das deutsche Dach (Rubrik IV) sind die Träger zweiter Ordnung als Parabelträger mit dem Pfeilverhältnifs $\frac{1}{6}$ angenommen; doch ist insofern nicht die günstigste Anordnung zu Grunde gelegt, als die obere, gedrückte, Gurtung des Parabelträgers mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammen gelegt ist. In der Rubrik V endlich ist das Volumen des Sicheldaches mit dem aus Verticalen und Diagonalen construirten Gitterwerk angegeben; also auch hier nicht die günstigste Anordnung gewählt.

Aus nachstehender Tabelle geht hervor:

1) Trotz der für das Sicheldach nicht günstigen Annahmen ist dasselbe in Betreff des Materialverbrauchs die beste Construction. Sieht man von dem für die Ausführung wenig geeigneten Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ ab, so beträgt die Materialersparnifs beim Sicheldach gegenüber dem englischen Dachstuhl 25 % bis 32 %, gegenüber dem Polonceau-Dach 25 % bis 39 % des zu diesen beiden Dachbindern beziehungsweise verwendeten Materials: das Sicheldach erfordert also nur 68 % bis 75 % des zum englischen Dachstuhl, nur 61 % bis 75 % des zum Po-

$\frac{f}{l}$ =	$\frac{1}{2}$					$\frac{1}{3}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,525	1,649	1,8	1,778	1,248	1,774	1,867	1,967	1,986	1,325
„ = $\frac{1}{20}$	1,654	1,767	1,911	1,889	1,30	2,03	2,151	2,159	2,218	1,458
„ = $\frac{1}{15}$	1,707	1,824	1,952	1,942	1,323	2,135	2,26	2,24	2,323	1,522
„ = $\frac{1}{10}$	1,825	1,950	2,05	2,053	1,384	2,40	2,60	2,445	2,581	1,681
„ = $\frac{1}{8}$	1,931	1,949	2,134	2,151	1,439	2,46	2,896	2,62	2,832	1,847
„ = $\frac{1}{7}$	2,017	2,04	2,20	2,236		2,89	3,033	2,782	3,061	
„ = $\frac{1}{6}$		2,324	2,30	2,361	1,569		3,641	3,05	3,444	2,258
„ = $\frac{1}{5}$		2,595	2,47	2,578						
„ = $\frac{1}{4}$		3,154	2,775	3,028						

$\frac{f}{l}$ =	$\frac{1}{4}$					$\frac{1}{5}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	2,088	2,227	2,175	2,278	1,489	2,425	2,705	2,50	2,603	1,687
„ = $\frac{1}{20}$	2,52	2,706	2,49	2,698	1,743	3,112	3,401	2,884	3,278	2,114
„ = $\frac{1}{15}$	2,724	2,939	2,63	2,891	1,871	3,47	3,815	3,10	3,62	2,345
„ = $\frac{1}{10}$	3,262	3,631	3,01	3,428	2,221					
„ = $\frac{1}{8}$										
„ = $\frac{1}{7}$										
„ = $\frac{1}{6}$										
„ = $\frac{1}{5}$										
„ = $\frac{1}{4}$										

$\frac{f}{l}$ =	$\frac{1}{6}$					$\frac{1}{8}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	2,775	2,974	2,63	2,944	1,903	3,494	3,817	3,11	3,653	2,359
„ = $\frac{1}{20}$	3,797	4,239	3,35	4,018	2,57					
„ = $\frac{1}{15}$										
„ = $\frac{1}{10}$										
„ = $\frac{1}{8}$										
„ = $\frac{1}{7}$										
„ = $\frac{1}{6}$										
„ = $\frac{1}{5}$										
„ = $\frac{1}{4}$										

$\frac{qel^2}{K}$

lonceau-Dachstuhl nöthigen Materials. Aehnlich ist die Ersparnifs gegenüber den hier zu Grunde gelegten Constructionen des deutschen und Dreieck-Daches. Dieselbe wird desto gröfser, je flacher das Dach und je kleiner die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ sind. Das Sicheldach ist demnach sehr günstig, wobei noch zu beachten ist, dafs oben nicht die günstigste Gitteranordnung zu Grunde gelegt ist, dafs die Tabelle etwas zu grofse Werthe für V ergiebt, weil der Einfachheit halber das Gitterwerk mit $\frac{qel^2}{K}$ statt mit $\frac{pel^2}{K}$ berechnet ist, sowie endlich, dafs es beim Sicheldach wegen der nahezu constanten Gurtquerschnitte wesentlich leichter ist, sich dem theoretischen Volumen zu nähern, als bei den anderen Constructionen, dafs mithin hier die Constructionscoëfficienten unter übrigens gleichen Verhältnissen kleiner sind, als dort.

2) Der englische Dachstuhl erfordert theoretisch weniger Material, als der Polonceau-Dachstuhl; die Ersparnifs beträgt bei den in der Tabelle angegebenen Verhältnissen 4 % bis 10 % der Materialmenge des Polonceau-Daches. Das gilt jedoch nur für Stützweiten, bei denen der Polonceau-Dachstuhl 8 bis 16 Felder hat. Beim Polonceau-Dachstuhl mit 4 Feldern ist der Materialverbrauch demjenigen beim englischen Dachstuhl ziemlich gleich: bei den steileren Dächern etwas kleiner, bei den flachen Dächern etwas gröfser; beiderseits beträgt die Differenz bis 6 %.

3) Das Dreieckdach und der deutsche Dachstuhl sind für kleine Spannweiten, wie aus den Tabellen unter III A und IV A hervorgeht, sehr vortheilhafte Constructionen; aber auch für gröfsere Spannweiten sind sie empfehlenswerth, besonders, wenn es möglich ist, die gedrückte Gurtung des Hauptsystems mit der gezogenen Gurtung des Nebensystems zusammenzulegen. Alsdann erhält man, wie der Vergleich der Tabellen unter III C und III E mit der letzten Tabelle ergiebt, wesentlich geringere Materialmengen als beim Polonceau- und englischen Dach, und nur wenig mehr als beim Sicheldach. Bei den Annahmen, welche der Berechnung der Tabelle unter III C zu Grunde liegen, erspart man gegen das englische Dach 20 % bis 28 %, gegen das Polonceau-Dach 25 % bis 35 %. Das Dreieckdach mit Parabelträgern zweiter Ordnung nach Fig. 21 gebraucht nahezu gleiches Volumen, wie das Sicheldach. Diese Anordnung ist demnach sehr empfehlenswerth.

Allgemein ist nach dem Früheren das theoretische Volumen eines Dachbinders $= C\frac{qel^2}{K}$, in welchem Ausdrucke C eine Constante bedeutet, deren Werth je nach Dachform und Dachneigung verschieden ist. Das Bindervolumen für das qm überdeckter Fläche ist demnach

$$v' = C\frac{q\,l}{K},$$

ist also unabhängig vom Binderabstande und abhängig von der ersten Potenz der Stützweite.

Das theoretische Bindergewicht eines qm überdeckter Fläche ist:

$$g' = \gamma\frac{Cql}{K} = 0{,}0014\,C \cdot ql,$$

in welcher Gleichung q die Gesammtbelastung eines qm der Horizontalprojection des Daches in kg, l die Stützweite des Binders in Metern bedeutet. Nun enthält freilich q auch das Bindergewicht g', ist also eigentlich nicht bekannt. Für eine erste

Berechnung kann man aber unbedenklich den Werth g' in q vernachlässigen und unter q die Summe aus dem Eigengewicht des Daches — ausschl. desjenigen der Dachbinder —, der Schneelast und der Verticalcomponente des Winddrucks verstehen. Die entsprechenden Werthe für die verschiedenen Deckungsarten und Constructionen der Dächer sind im Handbuch der Architektur, I, 1. „Statik der Hochbauconstructionen", Seite 377 und 379 zu finden.

Nachdem für das betreffende q der Werth g' mittelst obiger Gleichung ermittelt ist, kann, wenn nöthig, leicht eine nachträgliche Correctur vorgenommen werden.

Die so erhaltenen Bindergewichte dürften übrigens für die Ermittelung der Spannungen im Dachbinder in vielen Fällen genügen; will man dieselben genauer haben, so hat man sie noch mit den Constructionscoëfficienten zu multipliciren.

Darmstadt im April 1884. Th. Landsberg.

Das Entwerfen und die Berechnung der Brückengewölbe.

Die Anbahnung eines planmäfsigen und einheitlichen Verfahrens sowohl beim Entwerfen von Brückengewölben als bei der Nachweisung oder Prüfung ihrer Stabilität und Beanspruchung ist der Zweck vorliegender Arbeit. Aus praktischen Rücksichten wird zunächst das einzuschlagende Verfahren dargestellt und die richtige mathematische Grundlage desselben erst später, im zweiten Theile, nachgewiesen.

Erster Theil: Das Verfahren.

Die Spannweite $= l$, die Pfeilhöhe $= f$, die Höhe der Uebermauerung und Bettung über dem Gewölbscheitel $= e$ und die Höhe der Verkehrsbelastung $= p$ für das zu entwerfende Gewölbe sind zuerst festzustellen. Die Scheitelstärke wird mit c, die in der Scheitelfuge bei gleichmäfsiger Druckvertheilung auftretende Pressung mit k, die gröfste Pressung in dem Gewölbe mit σ in kg für das qcm, das specifische Gewicht des Gewölbematerials mit γ bezeichnet. Der Belastungsgleichwerth p entspricht einer Verkehrsbelastung der Fahrbahn mit

$$1000 \cdot \gamma \cdot p \text{ kg für das qm.}$$

Die Untersuchung erstreckt sich nur auf symmetrische Tonnengewölbe und zwar in den §§ 1 bis 5 speciell auf solche mit horizontal abgeglichener Belastungsfläche. In § 6 wird sodann die Abänderung behandelt, mit welcher das gleiche Verfahren auf Gewölbe mit beliebig begrenzter Belastungsfläche anwendbar ist.

§ 1. Näherungsformeln.

Um das Gewölbe zweckmäfsig entwerfen zu können, mufs man zuvor die Scheitelstärke c wenigstens näherungsweise bestimmen. Man wende also eine brauchbare praktische Regel an oder besser die folgenden Näherungsformeln:

$$\text{I}^a \quad . \quad . \quad . \quad . \quad c(z_0 + 0,_{15} f) \geqq \tfrac{1}{2} p f,$$

$$\text{I}^b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad ck = 0,_{014} \cdot \gamma \frac{l^2}{f} (z_0 + 0,_{20} f).$$

Hierin bedeutet

$$(1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad z_0 = c + e + \frac{p}{2},$$

d. i. die Belastungshöhe im Scheitel für eine gleichmäfsige Belastung des ganzen Gewölbes mit einer Verkehrslast $= \frac{p}{2}$. Der Kürze wegen wird dieser angenommene Belastungsfall als Normalbelastung bezeichnet.

Die Formel I^a liefert diejenige Scheitelstärke, welche nothwendig vorhanden sein mufs, wenn bei der ungünstigsten schiefen Belastung die Stützlinie nicht aus dem inneren Gewölbedrittel heraustreten soll. Die Formel I^b liefert für eine beliebige Scheitelstärke c die bei der Normalbelastung stattfindende Pressung unter Voraussetzung gleichmäfsiger Druckvertheilung und vom Scheitel nach dem Kämpfer hin zunehmender Gewölbestärke. Die gröfste wirklich stattfindende Pressung ist zunächst

$$(2) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \sigma = 2k$$

zu setzen.

Der gröfsere Werth für c ist natürlich maafsgebend.

Die Gleichungen I liefern zwar nicht fertige Resultate, da die Unbekannte c noch indirect in z_0 enthalten ist, sie führen aber übersichtlicher und leichter zum Ziele als bei directer Auflösung. Obwohl sie nur Näherungswerthe geben sollen, sind sie doch zuverlässiger als die sog. praktischen Regeln.

Das weitere Verfahren kann graphisch oder analytisch geführt werden.

Beispiele. Es sei für eine Eisenbahnbrücke gegeben $l = 8,_0$ m; $f = 3,_0$ m; $e = 0,_{80}$ m; $p = 1,_{30}$ m und $\gamma = 1,_6$. Nach Gl. (1) ist $z_0 = c + 0,_{80} + \frac{1,_{30}}{2} = c + 1,_{45}$.

Gl. I^a liefert

$$c(c + 1,_{90}) \geqq 1,_{95},$$
$$c \geqq 0,_{74} \text{ m.}$$

Gl. I^b lautet

$$ck = 0,_{014} \cdot 1,_6 \cdot \frac{64,_0}{3,_0} (c + 2,_{05}) = 0,_{478} (c + 2,_{05})$$

und giebt für obiges c

$$k = 0,_{478} \frac{2,_{79}}{0,_{74}} = \text{rd. } 1,_9 \text{ kg.}$$

Die Beanspruchung des Materials ist daher nur gering; durch Verminderung der Pfeilhöhe wird eine Ermäfsigung der Gewölbstärke ermöglicht.

2) Es sei $l = 20$ m, $p = 1,_0$ m, alles Uebrige wie vorhin. Man erhält

$$z_0 = c + 0,_{80} + \frac{1,_0}{2} = c + 1,_{30}.$$

Nach Formel I^a ist

$$c(c + 1,_{75}) \geqq 1,_{50},$$
$$c \geqq 0,_{64}.$$

Nach Formel I^b ist

$$ck = 0,_{014} \cdot 1,_6 \cdot \frac{400}{3,_0} (c + 1,_{30} + 0,_{20} \cdot 3,_0) \text{ oder}$$

$$ck = 2,_{987} (c + 1,_{90}).$$

Für $c = 0,_{64}$ erhält man $k = 11,_{85}$ kg,
„ $c = 1,_0$ „ „ $k = 8,_{66}$ „
und „ $c = 1,_{20}$ „ „ $k = 7,_{72}$ „

Die gröfste Pressung σ wird für $c = 0,_{64}$ annähernd $= 2k =$ rd. $23,_7$ kg; bei Wahl einer bedeutend gröfseren Schei-

telstärke, als nach Formel I^a nothwendig ist, wird die Stützlinie nicht ganz bis zu den Kernlinien ausweichen und σ bleibt $< 2\,k$. Für Ziegel von der zulässigen Pressung $\sigma = 14$ kg dürfte daher $c = 1{,}_{16}$ m voraussichtlich genügen; dabei ist durch Vergröfserung der Pfeilhöhe eine Verminderung der Scheitelstärke zu erzielen.

§ 2. Graphische Gewölbeconstruction.

Wenn c gewählt ist, so ziehe man nach Fig. 1 die Linien $L_{\rm I}$ und $L_{\rm III}$ horizontal durch den Scheitel der äufseren und

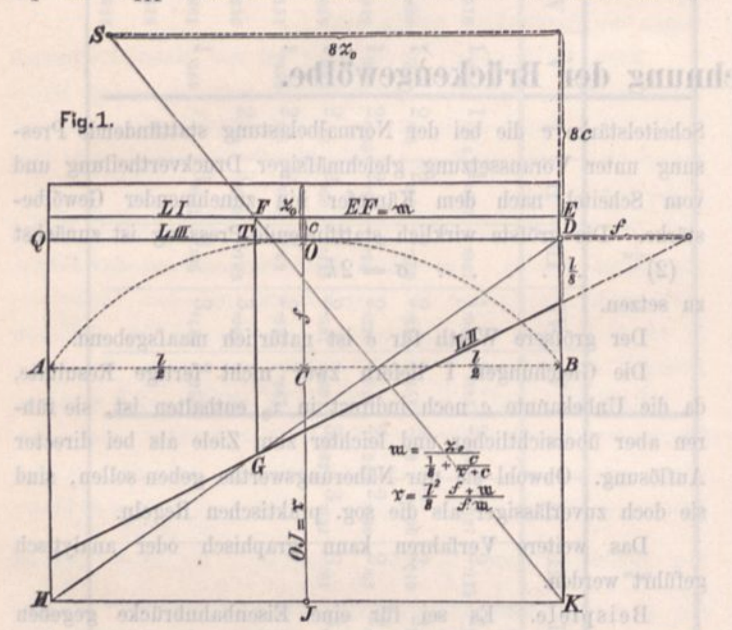


Fig. 1.

inneren Leibung und construire die Linie $L_{\rm II}$ sowie den Punkt S nach Fig. 1. Eine beliebige Verticale schneide $L_{\rm I}$ in F und $L_{\rm II}$ in G; zieht man nun die Strahlen SF und DG, so werden deren Schnittpunkte H und K mit den Kämpferverticalen nur bei einer ganz bestimmten Lage von FG in gleicher Höhe liegen. Diese Lage läfst sich direct construiren, es ist aber einfacher, sie durch einiges Probiren aufzufinden.

Wenn solches geschehen ist, so erhält man den Krümmungsmittelpunkt J der unteren Leibung im Scheitel als Schnittpunkt der horizontalen Verbindungslinie HK mit der Scheitel-

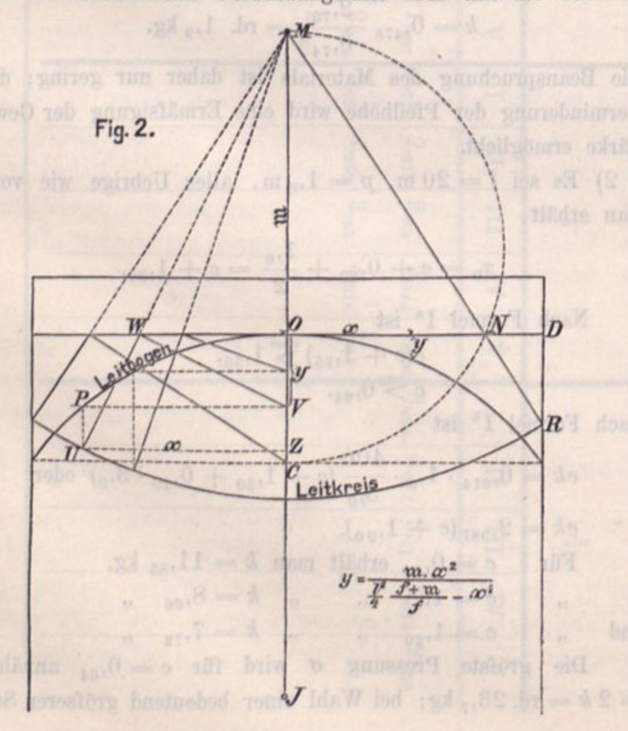


Fig. 2.

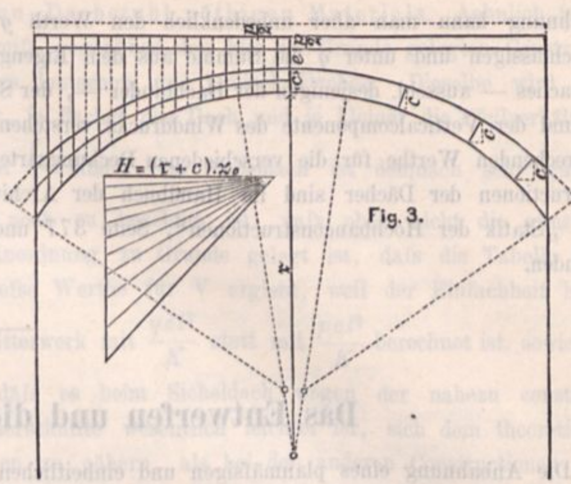


Fig. 3.

vertikalen. Die Strecke EF wird Leitstrecke genannt und nachstehend stets mit $\mathfrak{m}$, die Strecke OJ stets mit $\mathfrak{r}$ bezeichnet.

Um die zweckmäfsigste Gewölbeform und zwar direct die untere Leibung aufzuzeichnen, mache man nach Fig. 2 $OM = EF = \mathfrak{m}$, schlage einen Halbkreis über CM, welcher $OD = L_{\rm III}$ in N schneidet und ziehe einen Strahl von M durch N bis zum Schnittpunkt R mit der Kämpferverticalen. Der um M als Mittelpunkt mit MR als Halbmesser beschriebene Kreisbogen ist der Leitkreis für die Construction.

Wenn nun ein rechter Winkel auf der Linie $L_{\rm III}$ so gleitet, dafs die Verlängerung des einen Schenkels stets durch M geht, so schneidet jener Schenkel auf dem Leitkreise die Abscissen und auf der Scheitelverticalen die zugehörigen Ordinaten der unteren Leibung ab, wonach beliebige Punkte der letzteren construirt werden können. In der Nähe des Scheitels ist solches jedoch nicht mehr nöthig, weil daselbst der Verlauf der Linie durch den Krümmungshalbmesser $\mathfrak{r} = OJ$ bereits bekannt ist. Die so erhaltene Curve nennen wir den **Leitbogen**. Demselben ist die wirklich zu wählende Gewölbeleibung, welche man aus praktischen Gründen wohl in der Regel als Korbbogen construiren wird, möglichst genau anzupassen. Je weniger man von dem Leitbogen abweicht, desto gleichmäfsiger wird die Druckvertheilung in dem Gewölbe sein. Jede Veränderung in der Scheitelstärke c oder in der Belastungshöhe z_0 hat eine Verschiebung des Punktes S und damit im Allgemeinen auch einen andern Werth der Leitstrecke $\mathfrak{m}$ und des Krümmungshalbmessers $\mathfrak{r}$, sowie eine andere Form des Leitbogens zur Folge. Durch die Construction ist es sehr einfach, solchen Einflufs, sei es in Bezug auf die Gröfse $\mathfrak{r}$, sei es hinsichtlich der Verschiebung des Leitbogens an einem beliebigen Punkte, zu ermitteln.

§ 3. Analytische Construction.

Um die Leitstrecke $\mathfrak{m}$ zu erhalten, hat man zunächst den Scheitelradius $\mathfrak{r}$ oder die Gröfse $\mathfrak{r} + c$ zu berechnen, wozu die nachstehende Formel dient, welche zugleich den Horizontalschub des Gewölbes ausdrückt, nämlich:

$$(3)\qquad (\mathfrak{r}+c)z_0 = \frac{l^2}{16}\left[\frac{z_0}{f}+\frac{1}{8}+\frac{8cz_0}{l^2}+\sqrt{\left(\frac{z_0}{f}+\frac{1}{8}+\frac{8cz_0}{l^2}\right)^2+32\frac{cz_0}{l^2}}\right].$$

Die Leitstrecke ist

$$(4)\quad .\ .\ .\ .\quad \mathfrak{m} = \frac{z_0}{\frac{1}{8}+\frac{c}{\mathfrak{r}+c}}$$

und die Gleichung des Leitbogens lautet, bezogen auf ein durch seinen Scheitel O gelegtes Coordinatensystem,

$$(5) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad y = \frac{\mathfrak{m}x^2}{\frac{l^2}{4} \cdot \frac{f+\mathfrak{m}}{f} - x^2}.$$

Statt der Gleichung (3) kann man zur Ermittelung von $\mathfrak{r}$ auch ein indirectes Verfahren anwenden. Es ist nämlich

$$(6) \quad . \; . \; . \; . \quad \mathfrak{r} = \frac{l^2}{8 z_0}\left(\frac{z_0}{f} + \tfrac{1}{8} + \varepsilon\right),$$

wenn

$$(7) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \varepsilon = \frac{c}{\mathfrak{r} + c}$$

gesetzt wird.

Indem nun zunächst ε vernachlässigt wird, erhält man daraus den ersten Näherungswerth:

$$\mathfrak{r}' = \frac{l^2}{8 z_0}\left(\frac{z_0}{f} + \tfrac{1}{8}\right),$$

demnächst weiter

$$\varepsilon' = \frac{c}{\mathfrak{r}' + c},$$

$$\mathfrak{r}'' = \frac{l^2}{8 z_0}\left(\frac{z_0}{f} + \tfrac{1}{8} + \varepsilon'\right),$$

$$\varepsilon'' = \frac{c}{\mathfrak{r}'' + c} \quad \text{u. s. w.}$$

Man kann auch von vorn herein für ε einen beliebig geschätzten Versuchswerth, etwa $0{,}_{05}$ oder $0{,}_{10}$, ansetzen; die dreimalige Anwendung der Näherungsformel wird stets zu einem hinreichend genauen Werthe für den Scheitelhalbmesser führen, da es auf absolute Genauigkeit bei der Bestimmung desselben nicht ankommt.

Beispiele: 1) Es sei für ein Eisenbahnbrückengewölbe gegeben $l = 20{,}_0$; $f = 5{,}_0$; $e = 0{,}_{80}$; $p = 1{,}_0$ und auf Grund der Näherungsformeln I gewählt $c = 0{,}_{90}$ m. Man erhält

$$\frac{z_0}{f} = \frac{0{,}_{90} + 0{,}_{80} + \frac{1{,}_0}{2}}{5{,}_0} = 0{,}_{440},$$

$$\frac{8 c z_0}{l^2} = \frac{8 \cdot 0{,}_{90} \cdot 2{,}_{20}}{400} = 0{,}_{040},$$

und nach Formel (3)

$$(\mathfrak{r} + c) z_0 = \tfrac{400}{16}\left[0{,}_{605} + \sqrt{0{,}_{605}{}^2 + 4 \cdot 0{,}_{040}}\right]$$
$$= 25(0{,}_{605} + 0{,}_{725}) = 33{,}_{25} \text{ cbm},$$

$$\mathfrak{r} + c = \frac{33{,}_{25}}{2{,}_{20}} = 15{,}_{11} \text{ m}.$$

Weiter nach Formel (4)

$$\mathfrak{m} = \frac{2{,}_{20}}{0{,}_{125} + \frac{0{,}_{90}}{15{,}_{11}}} = \frac{2{,}_{20}}{0{,}_{185}} = 11{,}_{90},$$

und die Gleichung des Leitbogens

$$y = \frac{11{,}_{90} \cdot x^2}{\frac{400}{4} \cdot \frac{5{,}_0 + 11{,}_{90}}{5{,}_0} - x^2} = \frac{11{,}_{90} x^2}{338 - x^2}.$$

Dies giebt beispielsweise

für $x =$	$2{,}_0$	$4{,}_0$	$6{,}_0$	$8{,}_0$	$10{,}_0$
$y =$	$0{,}_{14}$	$0{,}_{59}$	$1{,}_{42}$	$2{,}_{78}$	$5{,}_{00}$

2) Es sei für ein Strafsenbrückengewölbe von gleicher Spannweite und Pfeilhöhe wie vorhin $e = 0{,}_{50}$; $p = 0{,}_{40}$ und $c = 0{,}_{77}$ m. In gleicher Weise wie früher erhält man

$$z_0 = 1{,}_{47},$$

$$(\mathfrak{r} + c) z_0 = 25(0{,}_{442} + 0{,}_{535}) = 24{,}_{42},$$

$$\mathfrak{r} + c = \frac{24{,}_{42}}{1{,}_{47}} = 16{,}_{61},$$

$$\mathfrak{m} = \frac{1{,}_{47}}{0{,}_{125} + \frac{0{,}_{77}}{16{,}_{61}}} = \frac{1{,}_{47}}{0{,}_{171}} = \text{rd. } 8{,}_6 \text{ und}$$

$$y = \frac{8{,}_6 \cdot x^2}{272 - x^2} \text{ und daraus}$$

für $x =$	$2{,}_0$	$4{,}_0$	$6{,}_0$	$8{,}_0$	$10{,}_0$
$y =$	$0{,}_{13}$	$0{,}_{54}$	$1{,}_{31}$	$2{,}_{65}$	$5{,}_{00}$

Die graphische Construction ergiebt natürlich dieselben Resultate und ist dabei erheblich übersichtlicher und müheloser.

§ 4. Hauptformeln.

Sobald der Scheitelhalbmesser $\mathfrak{r}$ durch Construction oder Berechnung gefunden ist, kann man die genauen Formeln anwenden.

Es ist nämlich der Horizontalschub

$$\text{II} \qquad H = (\mathfrak{r} + c) z_0,$$

und an Stelle der Näherungsformeln (I) treten die folgenden

$$\text{III}^{\text{a}} \qquad c \gtreqless 0{,}_{06} \frac{p l^2}{H},$$

$$\text{III}^{\text{b}} \qquad c k = \frac{\gamma}{10} \cdot H.$$

Hierbei hat $\mathfrak{r}$ stets den für den jedesmaligen Belastungsfall construirten oder berechneten Werth und macht es dabei keinen Unterschied, ob für die wirkliche Gewölbeleibung genau derselbe oder ein etwas abweichender Krümmungshalbmesser gewählt wird. Die gröfste in dem Gewölbe vorkommende Pressung σ erhält man für den Fall, dafs die Gewölbemittellinie genau mit der Stützlinie für die Normalbelastung zusammenfällt, nach der Formel

$$(8) \quad . \; . \; . \quad \sigma = \frac{0{,}_1 \cdot \gamma}{c}\left(H + 0{,}_{06} \frac{p l^2}{c}\right),$$

wobei H der Normalbelastung zu entsprechen hat. Bei jeder abweichenden Gewölbeform wird σ gröfser, die Formel 8 giebt daher den unteren Grenzwerth für die gröfste Materialbeanspruchung, welcher durch zweckmäfsige Construction erreicht werden kann.

Die erforderliche Kämpferstärke des Gewölbes beträgt

$$(9) \quad . \; . \; . \quad d = c \sqrt{1 + \left(\frac{G}{H}\right)^2},$$

G bedeutet den Inhalt der Belastungsfläche einer Gewölbehälfte gleichwie H in cbm für 1 m Gewölbetiefe ausgedrückt, und es ist dafür die Formel

$$(10) \quad . \; . \; . \quad G = \frac{l}{2}\left[z_0 + \frac{f}{f + \mathfrak{m}}\left(\frac{\mathfrak{m}}{3} + \frac{f}{5}\right)\right]$$

anwendbar.

Das Moment dieser Belastungsfläche in Bezug auf den Kämpfer ist

$$(11) \quad . \; . \; . \quad M = \frac{l^2}{8}\left[z_0 + \frac{f}{f + \mathfrak{m}}\left(\frac{\mathfrak{m}}{6} + \frac{f}{15}\right)\right].$$

Beispiel. Für das Gewölbe in § 3 Beispiel 1 ist $H = (\mathfrak{r} + c) z_0 = 33{,}_{25}$. Die Bedingung III[a] ist erfüllt, nämlich

$$0{,}_{90} > 0{,}_{06} \cdot \frac{1{,}_0 \cdot 400}{33{,}_{25}}.$$

Nach III[b] erhält man, wenn $\gamma = 1{,}_6$ ist,

$$k = \frac{0{,}_{16} \cdot 33{,}_{25}}{0{,}_{90}} = \text{rd. } 5{,}_9 \text{ kg},$$

und nach Gl. 8

$$\sigma = \frac{0{,}_{16}}{0{,}_{90}}\left(33{,}_{25} + \frac{0{,}_{06}\cdot 1{,}_{0}\cdot 400}{0{,}_{90}}\right)$$

$$= \frac{0{,}_{16}}{0{,}_{90}}(33{,}_{25} + 26{,}_{7}) = 10{,}_{7}\ \text{kg.}$$

Ferner ist $\mathfrak{m} = 11{,}_{9}$ nach § 3, und daher

$$G = \tfrac{20}{2}\left[2{,}_{20} + \frac{5{,}_{0}}{5{,}_{0} + 11{,}_{9}}\left(\frac{11{,}_{9}}{3} + \frac{5{,}_{0}}{5}\right)\right] = 36{,}_{7}\ \text{cbm},$$

$$d = 0{,}_{90}\sqrt{1 + \left(\frac{36{,}_{7}}{33{,}_{25}}\right)^2} = \text{rd. } 1{,}_{34}.$$

§ 5. Einzeichnen der Stützlinien.

Will man die Stützlinie in das Gewölbe einzeichnen, so wähle man den Horizontalschub stets nach Formel II bezw. 3, wobei $\mathfrak{r}$, unabhängig von dem wirklichen Scheitelhalbmesser der Gewölbeleibung, gleichwie z_0 dem jedesmaligen Belastungsfalle zu entsprechen hat. Man wird alsdann nicht nöthig haben, viel zu probiren, sondern sofort die passendste Stützlinie erhalten, sofern nicht etwa durch erhebliche Abweichungen des Gewölbes von dem Leitbogen oder durch Aussparung von Hohlräumen in der Uebermauerung eine besondere Untersuchung nothwendig wird. (Vergl. § 6.)

Bei der ungünstigsten schiefen Belastung, nämlich bei der schwersten Verkehrsbelastung nur einer Gewölbehälfte, ist H so grofs wie bei der Normalbelastung. Dabei tritt in dem Scheitel eine Verticalkraft $V = \frac{pl}{10}$ auf, und der Pol des Kräfteplanes ist um $\frac{pl}{10}$ für die belastete Gewölbehälfte nach unten, für die unbelastete nach oben zu verschieben. Die gröfste Ausweichung der Stützlinie für einseitige Belastung von derjenigen für die Normalbelastung, in senkrechter Richtung gemessen, beträgt in dem mittleren Gewölbetheil

(12) . . . . $\delta' = \frac{1}{100}\frac{pl^2}{H}$,

am Kämpfer

(13) . . . . $\delta'' = \frac{1}{80}\frac{pl^2}{H}$.

Nach diesen Formeln kann die Genauigkeit der graphischen Stützlinienconstruction geprüft werden. Auf der belasteten Gewölbehälfte ist die Ausweichung δ' nach oben, δ'' nach unten gerichtet, auf der unbelasteten dagegen δ' nach unten und δ'' nach oben. In beiden Fällen liegt δ' in derjenigen Verticalen, deren Abstand aus der Mitte $\frac{1}{5}$ der ganzen Spannweite beträgt.

§ 6. Gewölbe mit beliebiger Belastungsfläche.

Zunächst nehme man die Belastungsfläche in Höhe von z_0 über dem Scheitel horizontal abgeglichen an und construire in derselben Weise wie früher den Leitbogen. Der letztere giebt freilich nun nicht mehr direct die richtige Gewölbeform an, bietet aber eine passende Unterlage für die weitere Behandlung, eine Versuchsform, welche nur wenig abzuändern sein wird. Die wirkliche Belastungsfläche kann man sich aus der vorigen dadurch entstanden denken, dafs der zwischen den oberen Begrenzungslinien beider Fälle liegende Antheil fortgenommen bezw. zugelegt wird, denn die untere, aus der Veränderung der Gewölbeform entstehende Abweichung ist als geringfügig zu vernachlässigen. Jener Antheil sei für eine Gewölbehälfte $= \triangle G$, sein Moment in Bezug auf den Kämpfer $= \triangle M$. Nach dem Früheren ist für die horizontal abgeglichene Belastungsfläche H, M und G bekannt, $\triangle G$ und $\triangle M$ ist im gegebenen Falle leicht zu berechnen. Bezeichnet man die entsprechenden Gröfsen für die wirkliche Belastungsfläche mit H', M' und G', so ist

$$G' = G \mp \triangle G$$
$$M' = M \mp \triangle M.$$

Da nun stets Horizontalschub $\times$ Pfeil der Stützlinie = Moment der Belastungsfläche ist, auch die Durchgangspunkte beider Stützlinien durch die Kämpferverticalen als gleich angesehen werden können, so erhält man

(14) . . . . $H' = H\left(1 \mp \frac{\triangle M}{M}\right)$,

welcher Ausdruck an Stelle von H in die früheren Formeln einzusetzen ist. Der Scheitelhalbmesser $\mathfrak{r}'$ der unteren Leibung ist aus der Gleichung

(15) . . . . $H' = (\mathfrak{r}' + c)\,z_0$

zu berechnen. Hiernach läfst sich schon von vorn herein beurtheilen, nach welcher Richtung die Abweichungen von dem Leitbogen fallen werden. Wenn nämlich die Belastungsfläche vom Scheitel nach den Kämpfern zu abfällt, so wird $\triangle M$ negativ, folglich $H' < H$ und $\mathfrak{r}' < \mathfrak{r}$. Die Abweichungen fallen daher nach unten, während sie nach oben fallen, wenn die Belastungsfläche nach dem Kämpfer zu ansteigt.

Die weitere Behandlung ist am Besten graphisch durch Einzeichnen der Stützlinie nach dem Kräfteplan und Anpassen der Gewölbeform zu führen.

Die Aussparung von Hohlräumen in der Uebermauerung oder die Anwendung leichteren Füllmaterials hat eine Verminderung des Horizontalschubes und der Pressung k, zugleich aber, wie aus den Formeln III^a, 12 und 13 hervorgeht, eine gröfsere Ausweichung der Stützlinie bei schiefer Belastung zur Folge. Sie ist daher vorzugsweise für gröfsere Strafsenbrücken zu empfehlen, erscheint aber wenig zweckmäfsig in solchen Fällen, wo die Formel I^a bezw. III^a gröfsere Werthe für die Scheitelstärke liefert als Formel I^b bezw. III^b.

Beispiel. In dem Beispiel des § 4 sei die Belastungsfläche durch zwei geneigte gerade Linien abgeglichen, welche vom Scheitel bis zu den Kämpferverticalen um $1{,}_{0}$ m abfallen. Dann ist

$$\triangle G = \frac{10{,}_{0}\cdot 1{,}_{0}}{2} = 5{,}_{0}\ \text{cbm},$$

$$\triangle M = \frac{5{,}_{0}\cdot 10{,}_{0}}{3} = 16{,}_{67}.$$

Nach Gl. 11 ist

$$M = \frac{400}{8}\left[2{,}_{20} + \frac{5{,}_{0}}{5{,}_{0} + 11{,}_{9}}\left(\frac{11{,}_{9}}{6} + \frac{5{,}_{0}}{15}\right)\right] = 142{,}_{5},$$

daher

$$1 - \frac{\triangle M}{M} = 1 - \frac{16{,}_{67}}{142{,}_{5}} = 0{,}_{883}$$

und

$$H' = 33{,}_{25}\cdot 0{,}_{883} = 29{,}_{36},$$

$$\mathfrak{r}' + c = \frac{29{,}_{36}}{2{,}_{20}} = 13{,}_{35},$$

also $\mathfrak{r} - \mathfrak{r}' = 15{,}_{11} - 13{,}_{35} = 1{,}_{76}$ m.

Die Bedingung III^a ist noch erfüllt, nämlich

$$0{,}_{90} > 0{,}_{06}\cdot\frac{1{,}_{0}\cdot 400}{29{,}_{36}}.$$

Nach III^b erhält man

$$k = \frac{0{,}_{16} \cdot 29{,}_{36}}{0{,}_{90}} = 5{,}_{22} \text{ kg},$$

und nach Formel 8

$$\sigma = \frac{0{,}_{16}}{0{,}_{90}} \left(29{,}_{36} + 0{,}_{06} \cdot \frac{1{,}_{0} \cdot 400}{0{,}_{90}} \right) = 9{,}_{96} \text{ kg}.$$

§ 7. Die Verkehrsbelastung.

Um den Belastungsgleichwerth p richtig zu bestimmen, nehme man die zu untersuchende Strecke der Fahrbahn mit den schwersten Lastwagen besetzt, die Zwischenräume durch Menschengedränge ausgefüllt an und berechne das Gesammtgewicht. Dasselbe sei $= P$ in Tonnen, die betreffende Fahrbahnfläche $= F$ in qm, dann ist

$$p = \frac{1}{\gamma} \frac{P}{F}.$$

Hierbei ist aber nicht aufser Acht zu lassen, dafs p sehr verschieden ausfallen kann, je nachdem man die schwerste Belastung des ganzen Gewölbes oder nur einer Hälfte untersucht. Die letzte Belastung, stets gröfser als die erste, ist in die obigen Formeln einzuführen. Mit Einzellasten zu rechnen ist bei massiven Brücken nicht nothwendig, da die Raddrucke sich auf eine ziemlich grofse Fläche vertheilen.

Für eine Wagenreihe wird meistens eine Gewölbetiefe $= 3{,}_5$ m, für ein Eisenbahngeleise eine solche $= 4$ m vorhanden sein. Für schwere Frachtwagen sind Raddrucke von 3 t bei $3{,}_5$ m Radstand anzunehmen. Bei $l = 10$ m z. B. kann der volle Druck beider Achsen auf eine Gewölbehälfte kommen; dies giebt $4 \cdot 3 = 12$ t. Rechnet man nun die Gewölbetiefe für eine Wagenreihe $= 3{,}_5$ m und die Ladebreite $= 2{,}_5$ m, so bleibt noch 1 m Breite für Menschenbelastung übrig, mithin $\frac{10}{2} \cdot 1{,}_0 \cdot 0{,}_{40} = 2{,}_0$ t. Daher ist in diesem Falle

$$p = \frac{1}{\gamma} \frac{12{,}_0 + 2{,}_0}{5{,}_0 \cdot 3{,}_5} = \frac{0{,}_{80}}{\gamma},$$

und bei Ziegelmauerwerk, wo $\gamma = 1{,}_6$,

$$p = \frac{0{,}_{80}}{1{,}_6} = 0{,}_{50} \text{ m}.$$

Bei gröfserem l würde unter sonst gleichen Verhältnissen der Belastungsgleichwerth nicht unerheblich abnehmen, weil auf den Frachtwagen die wesentlich leichtere Bespannung folgt. Die schwersten Raddrucke, welchen die Belastung durch schwere Chausseewalzen ungefähr gleichkommt, betragen $5{,}_0$ t bei etwa $4{,}_5$ m Radstand, die ganze Länge eines solchen Wagens nebst Bespannung mit 4 Pferden à $0{,}_{35}$ t beträgt 14 bis 15 m. Hiernach wird es keine Schwierigkeiten bieten, den Belastungsgleichwerth für jeden vorkommenden Fall zutreffend festzustellen. Als Grenzwerthe kann man annehmen:

für Eisenbahnbrücken

$$p = \frac{2{,}_2}{\gamma} \text{ bis } \frac{1{,}_2}{\gamma},$$

für Strafsenbrücken

$$p = \frac{1{,}_2}{\gamma} \text{ bis } \frac{0{,}_{55}}{\gamma},$$

für Fufsgängerbrücken

$$p = \frac{0{,}_{55}}{\gamma} \text{ bis } \frac{0{,}_{35}}{\gamma},$$

und zwar wird für Eisenbahnbrücken unter 10 m und für Strafsenbrücken unter 5 m Spannweite meistens der obere Grenzwerth zutreffen.

Zweiter Theil: Begründungen.

§ 8. Herleitung der Gleichung des Leitbogens.

Bei horizontal abgeglichener Belastungsfläche liefert die Gleichung

$$(16) \qquad u = \frac{\varepsilon}{\sqrt{2}} \int_1^v \frac{dv}{\sqrt{(1+\varepsilon)\, e^{\varepsilon(v-1)} - (1+\varepsilon v)}} - \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(1+\varepsilon)\, e^{\varepsilon(v-1)} - (1+\varepsilon v)}.$$

Den mathematisch richtigen Ausdruck für die untere Leibung des in allen Theilen gleichmäfsig beanspruchten Gewölbes (vergl. Beitrag zur Theorie gewölbter Bögen, Zeitschr. f. Bauwesen 1876). Versuche, diesen Ausdruck zu vereinfachen, führten unter Zuhilfenahme graphischer Aufzeichnungen zu dem Ergebnifs, dafs durch die Gleichung

$$(17) \quad . \quad . \quad . \quad u = \sqrt{\frac{2(v-1)(1-\varepsilon)}{1 + (\frac{1}{8} + \varepsilon)(v-1)}}$$

eine fast überraschend gute Uebereinstimmung erzielt wird. Durch Vergleichung der Werthe, welche sie liefert, mit der a. a. O. mitgetheilten ausführlichen Tabelle der genauen Werthe wird man sich überzeugen, dafs sie, bei nur äufserst geringen Abweichungen, in der That als eine genügende Auflösung des obigen verwickelten Ausdruckes angesehen werden darf.

Es bedeutet

$$(18) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \varepsilon = \frac{c z_0}{H}$$

und bezogen auf dasselbe durch den Scheitel der unteren Leibung gelegte Coordinatensystem wie bei Gleichung 5

$$v - 1 = \frac{y}{z_0} \quad \text{und} \quad u = \frac{x}{\sqrt{H}}.$$

Führt man die Coordinaten x und y ein, so lautet die Gl. 17

$$\frac{x^2}{H} = \frac{2(1-\varepsilon)\, y}{z_0 + (\frac{1}{8} + \varepsilon)\, y}.$$

Für den Kämpfer wird $x = \frac{l}{2}$ und $y = f$, mithin erhalten wir

$$(19) \quad . \quad . \quad . \quad H = \frac{l^2}{8(1-\varepsilon)} \left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \varepsilon \right),$$

und nach einigen Umformungen

$$(20) \quad . \quad . \quad . \quad y = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \varepsilon} \, \frac{x^2}{\frac{l^2}{4f} \left(f + \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \varepsilon} \right) - x^2}.$$

Untersuchen wir den Krümmungshalbmesser dieser Curve im Scheitel, welcher bekanntlich durch die allgemeine Formel

$$\frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{3/2}}{\frac{d^2 y}{dx^2}}$$

dargestellt wird, wenn darin $x = 0$ gesetzt wird, so finden wir denselben $= \mathfrak{r}$ nach Formel (6), nämlich

$$\mathfrak{r} = \frac{l^2}{8 z_0} \left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \varepsilon \right).$$

Dies in Gleichung 19 eingeführt, giebt

$$H = \frac{\mathfrak{r} z_0}{1 - \varepsilon},$$

und in Verbindung mit Gl. (18) schliefslich die Beziehungen

$$\varepsilon = \frac{c z_0}{H} = \frac{c}{\mathfrak{r} + c}$$

und

$$H = (\mathfrak{r} + c)\, z_0$$

damit zugleich die Bestätigung der analytischen Construction sowie der Formeln 4 bis 7 und II.

Die Formel 3 ist die Auflösung der Gleichungen 6 und 7.

§ 9. Nachweis der Uebereinstimmung des graphischen und analytischen Verfahrens.

Aus der Aehnlichkeit bezüglicher Dreiecke folgt gemäfs der Construction nach Fig. 1

$$QH = TG \frac{DQ}{DT} \quad \text{und}$$

$$TG = \frac{l}{8} \frac{(f + DT)}{f}.$$

Es ist aber $DQ = l$; bezeichnet man noch $DT = EF$ mit $\mathfrak{m}$ und QH mit $\mathfrak{r}$, so erhält man

$$(21) \quad . \quad . \quad . \quad \mathfrak{r} = \frac{l^2}{8} \frac{f + \mathfrak{m}}{f \cdot \mathfrak{m}} = \frac{l^2}{8} \left(\frac{1}{f} + \frac{1}{\mathfrak{m}} \right).$$

Ferner ist

$$EF = \frac{8 z_0 \cdot EK}{8c + EK}$$

und vermöge der ausgeführten Construction

$$EK = c + QH = c + \mathfrak{r}. \quad \text{Dies giebt}$$

$$EF = \mathfrak{m} = \frac{8 z_0 (\mathfrak{r} + c)}{8c + \mathfrak{r} + c} = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{c}{\mathfrak{r} + c}},$$

woraus im Zusammenhange mit (21) die Uebereinstimmung mit dem analytischen Verfahren leicht zu erkennen ist.

Die graphische Construction ist die Auflösung der beiden Gleichungen 4 und 6 mit den Unbekannten $\mathfrak{m}$ und $\mathfrak{r}$.

Weiter ist nach Fig. 2

$$\overline{MN}^2 = MC \cdot MO = (\mathfrak{m} + f)\,\mathfrak{m}.$$

$$\overline{ON}^2 = OM \cdot OC = \mathfrak{m} \cdot f$$

und $$MR = MN \frac{OD}{ON} = \frac{l}{2} \frac{MN}{ON},$$

d. i. $$MR = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{f + \mathfrak{m}}{f}} = \text{Halbmesser des Leitkreises.}$$

Wird nun ein Punkt P des Leitbogens für die beliebige Abscisse x construirt, so folgt aus der Aehnlichkeit der rechtwinkligen Dreiecke OVW, OWM und ZUM

$$\overline{WO}^2 = OV \cdot OM = \mathfrak{m} y \quad \text{und}$$

$$WO = \frac{\mathfrak{m} x}{MZ}, \quad \text{während}$$

$$\overline{MZ}^2 = MU^2 - x^2 = \overline{MR}^2 - x^2$$

$$= \frac{l^2}{4} \frac{f + \mathfrak{m}}{f} - x^2 \quad \text{ist.}$$

Hieraus aber ergiebt sich

$$y = \frac{\overline{WO}^2}{\mathfrak{m}} = \frac{\mathfrak{m} x^2}{\frac{l^2}{4} \frac{f + \mathfrak{m}}{f} - x^2}$$

übereinstimmend mit der Gleichung 5.

§ 10. Die Druckvertheilung in den Brückengewölben.

Bei Anwendung der Formeln sind alle Längenmaafse in Metern auszudrücken. Auf einen Gewölbeabschnitt von 1 m Tiefe kommt daher in der Scheitelfuge ein Horizontalschub $= H$ cbm, d. i. $= 1000 \cdot \gamma H$ kg und derselbe vertheilt sich auf $c \cdot 100 \cdot 100$ qcm. Die Pressung bei gleichmäfsiger Druckvertheilung beträgt daher in der Scheitelfuge

$$k = \frac{0{,}1 \cdot \gamma}{c} H \quad \text{in kg für das qcm}$$

und sie behält diesen Werth durchweg, wenn die Gewölbestärke, wie vorausgesetzt wird, dem auf eine Fuge entfallenden Normaldrucke entsprechend zunimmt.

Die gröfste in einer Fuge auftretende Pressung nimmt zu, wenn die Stützlinie aus der Gewölbemitte heraustritt, und sie wird doppelt so grofs als bei gleichmäfsiger Druckvertheilung, sobald die Ausweichung bis zu den Kernlinien vorschreitet oder $\frac{1}{6}$ der Fugenlänge beträgt.

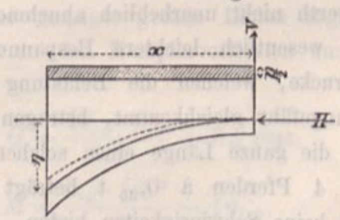
Im Allgemeinen sind nun verschiedene Stützlinien möglich. Die wirkliche Pressung entzieht sich dabei der sicheren Berechnung um so mehr, je weniger elastisch das Gewölbematerial ist. Auf eine fast starre und ungleichartige Masse kann die übliche Elasticitätstheorie nicht in aller Strenge angewandt werden. So lange es indessen solche statisch mögliche Stützlinien giebt, welche ganz innerhalb der Kernlinien bleiben, läfst sich annehmen, dafs irgend einer derselben die Druckvertheilung auch wirklich entsprechen, und demzufolge

$$\sigma \leq 2k$$

sein wird.

Jene Vorbedingung, das Verbleiben der Stützlinie innerhalb der Kernlinien betreffend, trifft für alle Belastungsfälle zu, sobald sie für die ungünstigste schiefe Belastung, nämlich für die einseitige gröfste Verkehrsbelastung einer Gewölbhälfte erfüllt ist. Dazu ist die geringste Gewölbstärke erforderlich, wenn man die Mittellinie als Stützlinie für den Normalbelastungsfall, d. i. für eine gleichmäfsige Belastung des ganzen Gewölbes mit $\frac{p}{2}$ construirt.

Aus dem Normalbelastungsfall entsteht die ungünstigste schiefe Belastung, wenn die Lasthöhe $\frac{p}{2}$ auf der einen Gewölbehälfte zugesetzt, auf der anderen fortgenommen wird. Dabei bleibt der Horizontalschub unverändert, aber im Scheitel tritt noch eine Verticalkraft auf. Bezeichnet man dieselbe mit V und die Ordinatenunterschiede der Stützlinie von ihrer normalen Lage mit $\triangle \eta$, so erhält man für einen senkrechten Schnitt im Abstande x vom Scheitel, wenn die belastete Gewölbehälfte betrachtet wird, wobei V nach oben gerichtet ist, die Gleichung



$$H \triangle \eta + Vx - \left(\frac{p}{2} x \right) \frac{x}{2} = 0 \quad \text{oder}$$

$$\triangle \eta = -\frac{1}{H} \left(Vx - \frac{px^2}{4} \right).$$

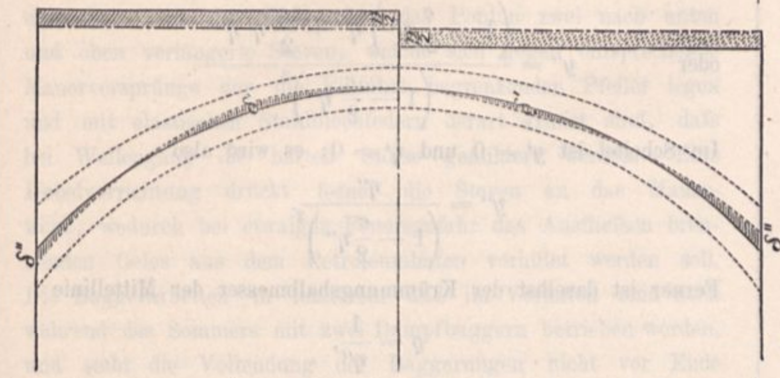
Für die unbelastete Gewölbehälfte, wobei V nach unten gerichtet ist, ergiebt sich eine der absoluten Gröfse nach gleiche, aber entgegengesetzt gerichtete Ausweichung, so dafs für alle Ausweichungen aus der normalen Lage die Gleichung gilt:

$$(22) \quad . \quad . \quad . \quad \triangle \eta = \mp \frac{1}{H} \left(Vx - \frac{px^2}{4} \right).$$

Die Strecke $\triangle \eta$ ist im Scheitel $= 0$, erreicht bei einer gewissen, von V abhängigen Lage ein Maximum, nimmt dann ab und geht durch Null nach der entgegengesetzten Richtung über, wo sie demnächst mit wachsendem x immer gröfser wird.

Das zuerst erreichte Maximum, welches wir mit δ' bezeichnen, tritt ein für $x = \frac{2V}{p}$ und es ist

(23) . . . . $\delta' = \mp \frac{1}{H} \frac{V^2}{p}$.



Die Ausweichung δ'' am Kämpfer beträgt

(24) . . . . $\delta'' = \pm \frac{1}{H}\left(\frac{pl^2}{16} - V\frac{l}{2}\right)$.

Bei einem auf zwei Stützen frei aufliegenden Balken von der Länge l würde bei gleicher Verkehrsbelastung die Verticalkraft $V = \frac{pl}{8}$ sein, wobei $\delta' = \frac{1}{64}\frac{pl^2}{H}$ und $\delta'' = 0$ wird. In dem Gewölbe ist aber solche Lastvertheilung keineswegs zum Gleichgewicht nothwendig, es ist wegen der Starrheit des Materials sogar wahrscheinlich, dafs ein geringerer Theil der Verkehrslast auf das unbelastete Ende übertragen und folglich V etwas $< \frac{pl}{8}$ wird.

Wenn besondere Bedingungen vorliegen, wie etwa bei Anordnung von Kämpferdruckpunkten, durch welche die Stützlinie gehen mufs, so erhält V gemäfs Gl. 22 einen ganz bestimmten Werth; anderenfalls wird man berechtigt sein, es innerhalb gewisser Grenzen beliebig zu wählen. Setzt man

(25) . . . . . $V = \frac{pl}{10}$,

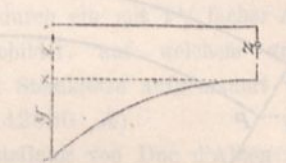
so entstehen die Formeln 12 und 13, nämlich $\delta' = \frac{1}{100}\frac{pl^2}{H}$ und $\delta'' = \frac{1}{80}\frac{pl^2}{H}$. Diese Ausweichungen stehen, indem sie am Kämpfer etwas gröfser werden als in den mittleren Gewölbetheilen, in passendem Verhältnifs zu den Fugenlängen. Das Maximum δ' findet statt für $x = \frac{l}{5}$. An diesem Punkte mufs die Fugenlänge, wenn das Verbleiben der Stützlinie innerhalb der Kernlinien möglich sein soll, mindestens das Sechsfache von δ' betragen. Da nun sowohl die Zunahme der Gewölbstärke vom Scheitel bis zu der Abscisse $x = \frac{l}{5}$ als auch die Abweichung der Fugenrichtung daselbst von der Verticalen nur unbedeutend ist, so kann die Scheitelstärke c statt der Fugenlänge gesetzt werden, und wir erhalten die Formel III^a.

Die Näherungsformeln I sind aus den Formeln III unter Einsetzung von H nach Formel 19 dadurch gebildet, dafs die Function ε durch solche Mittelwerthe ersetzt wurde, welche für gewöhnliche Verhältnisse eher etwas reichliche als zu geringe Resultate ergeben. Wenn die Gewölbemittellinie genau mit der Stützlinie für den Normalbelastungsfall zusammenfällt, so ist die Ausweichung δ' aus der normalen Stützlinienlage zugleich der Abstand des Druckmittelpunktes von der Fugenmitte. Nach einem bekannten Satze über die Druckvertheilung beträgt alsdann die gröfste Pressung, so lange $\delta' \gtreqless \frac{c}{6}$ ist,

$$\sigma = k\left(1 + \frac{6\delta'}{c}\right),$$

woraus in Verbindung mit III^b und 12 die Formel 8 entsteht.

§ 11. Die Berechnung der horizontal abgeglichenen Belastungsfläche.



Bei horizontaler oberer Begrenzungslinie ist für ein nach dem Leitbogen construirtes Gewölbe der Inhalt der Belastungsfläche einer Gewölbehälfte

$$G = \int_0^{\frac{l}{2}} (z_0 + y)\,dx,$$

ihr Moment in Bezug auf den Kämpfer

$$M = \int_0^{\frac{l}{2}} (z_0 + y)\left(\frac{l}{2} - x\right)dx,$$

wenn darin y nach Gleichung 5 eingesetzt wird. Die Integrationen sind ausführbar, man erhält

$$G = \frac{l}{2}\left[z_0 - \mathfrak{m} - \frac{\mathfrak{m}}{2}\sqrt{\frac{f+\mathfrak{m}}{f}}\cdot ln\left(\frac{\sqrt{\frac{f+\mathfrak{m}}{f}}+1}{\sqrt{\frac{f+\mathfrak{m}}{f}}-1}\right)\right],$$

$$M = \frac{l^2}{8}\left[z_0 - \mathfrak{m} + \mathfrak{m}\sqrt{\frac{f+\mathfrak{m}}{f}}\cdot ln\left(\frac{\sqrt{\frac{f+\mathfrak{m}}{f}}+1}{\sqrt{\frac{f+\mathfrak{m}}{f}}-1}\right) - \mathfrak{m}\frac{f+\mathfrak{m}}{f}\cdot ln\left(\frac{f+\mathfrak{m}}{\mathfrak{m}}\right)\right],$$

und durch Reihenentwickelung

$$(26)\quad \begin{cases} G = \frac{l}{2}\left[z_0 + \mathfrak{m}\left\{\frac{1}{3}\frac{f}{f+\mathfrak{m}} + \frac{1}{5}\left(\frac{f}{f+\mathfrak{m}}\right)^2 + \frac{1}{7}\left(\frac{f}{f+\mathfrak{m}}\right)^3 + \cdots\right\}\right], \\ M = \frac{l^2}{8}\left[z_0 + \mathfrak{m}\left\{\frac{1}{2\cdot 3}\frac{f}{f+\mathfrak{m}} + \frac{1}{3\cdot 5}\left(\frac{f}{f+\mathfrak{m}}\right)^2 + \frac{1}{4\cdot 7}\left(\frac{f}{f+\mathfrak{m}}\right)^3 + \cdots\right\}\right]. \end{cases}$$

Die hinteren Glieder beider Ausdrücke nähern sich mehr und mehr einer geometrischen Reihe von der Form

$$A\left[1 + \frac{f}{f+\mathfrak{m}} + \left(\frac{f}{f+\mathfrak{m}}\right)^2 + \cdots\right] = A\frac{f+\mathfrak{m}}{\mathfrak{m}}.$$

Man kann daher setzen

$$G = \frac{l}{2}\left[z_0 + \frac{\mathfrak{m}f}{f+\mathfrak{m}}\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{5}\frac{f}{f+\mathfrak{m}}\frac{f+\mathfrak{m}}{\mathfrak{m}}\right)\right],$$

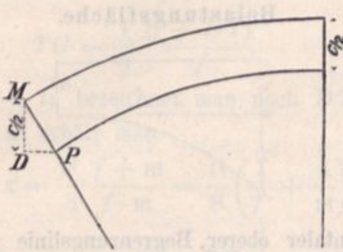
oder

$$G = \frac{l}{2}\left[z_0 + \frac{f}{f+\mathfrak{m}}\left(\frac{\mathfrak{m}}{3} + \frac{f}{5}\right)\right].$$

Dies ist die Formel 10. In ähnlicher Weise entsteht die Formel 11 aus der zweiten der Gleichungen 26.

§ 12. Zusammenhang zwischen den Krümmungshalbmessern der Gewölbemittellinie und der unteren Leibung.

Die Fugenlängen eines Gewölbes stehen nach einem bekannten Satze in dem richtigen Verhältnisse zu einander, wenn ihre Verticalprojectionen gleich grofs sind. Wenn also M die Mitte einer durch P gehenden Fuge ist und die Coordinaten von P mit x und y, diejenigen von M mit ξ und η bezeichnet werden, so ist



$$(27)\quad \begin{cases} \eta = y - MD = y - \dfrac{c}{2}, \\ \xi = x + PD = x + \dfrac{c}{2}\dfrac{d\eta}{d\xi} \end{cases}$$

Schreibt man der Kürze wegen die Differentialquotienten

$$\frac{dy}{dx} = y'; \quad \frac{d^2y}{dx^2} = y'',$$

$$\frac{d\eta}{d\xi} = \eta'; \quad \frac{d^2\eta}{d\xi^2} = \eta'' \text{ u. s. w.},$$

so wird der Krümmungshalbmesser der Mittellinie im Punkte M durch die Formel $\dfrac{(1+\eta'^2)^{3/2}}{\eta''}$ und derjenige der unteren Leibung im Punkte P durch $\dfrac{(1+y'^2)^{3/2}}{y''}$ ausgedrückt.

Nun ist

$$\eta' = \frac{d\eta}{d\xi} = \frac{d\eta}{dy}\frac{dy}{dx}\frac{dx}{d\xi} = y'\frac{d\eta}{dy}\frac{dx}{d\xi},$$

und zufolge der Gleichungen 27

$$\frac{d\eta}{dy} = 1 \text{ und } \frac{dx}{d\xi} = 1 - \frac{c}{2}\eta'',$$

also schliefslich

$$\frac{\eta'}{1 - \frac{c}{2}\eta''} = y'.$$

Durch weitere Differentiation erhält man

$$\frac{\left(1 - \frac{c}{2}\eta''\right)\eta'' + \frac{c}{2}\eta'\eta'''}{\left(1 - \frac{c}{2}\eta''\right)^2} = y''\frac{dx}{d\xi} = y''\left(1 - \frac{c}{2}\eta''\right),$$

oder

$$y'' = \frac{\left(1 - \frac{c}{2}\eta''\right)\eta'' + \frac{c}{2}\eta'\eta'''}{\left(1 - \frac{c}{2}\eta''\right)^3}.$$

Im Scheitel ist $y' = 0$ und $\eta' = 0$; es wird also

$$y'' = \frac{\eta''}{\left(1 - \frac{c}{2}\eta''\right)^2}.$$

Ferner ist daselbst der Krümmungshalbmesser der Mittellinie

$$\varrho = \frac{1}{\eta''},$$

und derjenige der unteren Leibung

$$\mathfrak{r} = \frac{1}{y''}.$$

Daraus folgt $\mathfrak{r} = \varrho\left(1 - \dfrac{c}{2\varrho}\right)^2$, oder

$$(28) \quad \ldots\ldots \quad \mathfrak{r} = \varrho - c\left(1 - \frac{c}{4\varrho}\right).$$

Bei den Brückengewölben ist $\dfrac{c}{4\varrho}$ stets ein sehr kleiner ächter Bruch; dies Glied kann daher gegen 1 vernachlässigt werden, und man erhält

$$(29) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \varrho = \mathfrak{r} + c,$$

d. h. die Mittellinie eines Gewölbes, dessen Fugen in der Verticalprojection gleich lang sind, hat im Scheitel einen um die ganze Scheitelstärke gröfseren Krümmungshalbmesser als seine untere Leibung.

Der Scheitelhalbmesser der Stützlinie ist bei jedem Gewölbe gleich $\dfrac{H}{z_0}$. In § 8 wurde für den Leitbogen gefunden

$$\frac{H}{z_0} = \mathfrak{r} + c,$$

der Scheitelhalbmesser der Stützlinie fällt daher mit demjenigen der Gewölbemittellinie zusammen.

Frankfurt a/O. im Januar 1885. G. Tolkmitt.

Zusammenstellung der bemerkenswertheren Preufsischen Staatsbauten, welche im Laufe des Jahres 1883 in der Ausführung begriffen gewesen sind.

B. Aus dem Gebiete des Wasserbaues.

I. Seeufer-, Hafen- und Deichbauten.

Beim Hafen zu Memel (I) wurde der Ausbau des Norder-Molenkopfes durch die Aufmauerung im Verbindungsgerüst fortgeführt. Die Vollendung des Mauerkörpers dürfte z. Z. bereits erfolgt sein, so dafs die Errichtung der Leuchtbake und die Weiterführung der Brustmauer auf der Mole nunmehr wird in Angriff genommen werden können (vergl. die vorjährige Zusammenstellung).

In Pillau,*) ist die Uebermauerung des Grundbettes der im Pfahlwerksbau fertigen Südermole um ungefähr 100 m — von Joch 194 bis Joch 235 — fortgeschritten, während die Aufmauerung des oberen Molenkörpers um 285 m — von Joch 47 bis Joch 161 — gefördert wurde. Zur Sicherung der seeseitigen Vorlageschüttung wurden zwei weitere Beschwerungsklötze von je 31,5 cbm Inhalt aufgemauert und auf der Mole selbst 9 Mauerklötze von je 10 cbm Inhalt bereit gestellt, um bei Beschädigungen der Steinschüttung durch Sturm in die entstandenen Lücken hinabgestürzt zu werden. Die Beendigung des Baues dürfte im Jahre 1885 erfolgen, falls die Schüttung des Grundbettes zwischen den Pfahlwänden vor Kopf der jetzigen Uebermauerung sich derart gesetzt haben wird, dafs der Fortgang der letzteren keine Unterbrechung erleidet.

*) Vergl. die Beschreibung der Hafenanlagen von L. Hagen im Jahrgang 1883 dieser Zeitschr. S. 249 nebst Situationsplan auf Blatt 43 des Atlas.

Für die Einfahrt des im Vorjahre vollendeten Petroleumhafens ist nunmehr das Verschlufsponton beschafft worden. Dasselbe besteht aus einem 20 m langen, 2 m breiten und $1{,}_3$ m hohen eisernen Schiffskörper von rechteckigem Querschnitt, welcher so belastet ist, dafs er bis zur halben Höhe eintaucht. An den Enden hat das Ponton zwei nach unten und oben verlängerte Steven, welche sich gegen entsprechende Mauervorsprünge der die Einfahrt begrenzenden Pfeiler legen und mit elastischen Stahlblechfedern derart armirt sind, dafs bei Wellengang die harten Stöfse gemildert werden. Eine Hebelvorrichtung drückt ferner die Steven an das Mauerwerk, wodurch bei etwaiger Feuersgefahr das Ausfliefsen brennenden Oeles aus dem Petroleumhafen verhütet werden soll. Die Baggerarbeiten in letzterem und im Vorhafen sind noch während des Sommers mit zwei Dampfbaggern betrieben worden, und steht die Vollendung der Baggerungen nicht vor Ende 1885 zu erwarten.

Die Erdarbeiten zur Anschüttung des neuen Bauhofes wurden im Laufe des Jahres beendigt.

An der bereits im Vorjahre fertig gestellten Nordermole wurden zur Sicherung der dieselbe umgebenden Steinschüttungen weitere 9 Stück Beschwerungsklötze aufgemauert, auch 18 Stück leichtere Klötze auf der Molenkrone selbst bereit gehalten zum Verstürzen in etwa durch Sturm gerissene Lücken der Steinschüttungen. Die Hälfte dieser Reserveklötze mufste zu genanntem Zwecke noch im Laufe des Jahres verwendet werden.

Beim Bau der Uferbefestigung vor Pillau und im Lootsenbootshafen wurde der nördliche Abschlufsdamm des Vorhafens um 90 m verlängert und zwar nunmehr als Damm von $10{,}_3$ m Breite mit beiderseitigen unter einander verankerten Spundwänden (vergl. das Profil der einseitig befestigten Strecke in der Zusammenstellung des vorigen Jahres, Fig. 9). Ueber dem Wasserspiegel ist die nach aufsen gekehrte Böschung durch ein Steinrevêtement in der dort gezeigten Weise gesichert, während die Innenseite der neuen Strecke durch ein Bohlwerk gewöhnlicher Bauart begrenzt wird. Beide Seiten erhalten Gordungswände zum Anlegen der Schiffe, die äufsere aufserdem noch Ladebrücken. Im laufenden Jahre (1884) soll der Damm um weitere 15 m verlängert werden und einen massiven Molenkopf von gleichfalls 15 m Länge erhalten, so dafs die Weite der Hafeneinfahrt dadurch auf 100 m eingeschränkt wird. — Auch die Uferbefestigung vor der Stadt ist nunmehr in Angriff genommen und im Wesentlichen vollendet. Der Bau bezweckt neben dem Ersatz der früheren baufälligen Uferbefestigung eine Geradeführung und erhebliche Verbreiterung der sehr schmalen Uferstrafse am ehemaligen Ufer des Seetiefs vor Pillau. Die Construction der in einer Länge von 173 m hergestellten Befestigung ist ähnlich derjenigen, welche in den Vorjahren am Vorhafen und russischen Damm zur Ausführung gekommen ist, nur mit dem Hauptunterschiede, dafs die Spundwand und die Gordungswand hier erheblich steiler gestellt sind, in Rücksicht auf die Schrauben der anlegenden Dampfer. Ferner sind statt der früher zur Anwendung gekommenen Schiffshalteringe, welche sich nicht bewährt haben, durchweg Anbindesteine aus Bornholmer Granit aufgestellt worden.

Neu begonnen wurde die Anlage eines Holzhafens für die Hafenbauverwaltung zwischen dem russischen Damm und dem Vorhafendamm gegenüber der Lünette. Der den Holzhafen nördlich abschliefsende Erddamm erhält auf Verlangen der Königlichen Fortifikation hafenseitig eine 26 m bis 30 m breite rasante Erdböschung in einer Länge von 270 m, während in der weiteren Länge von 320 m ein für das Anlegen grofser Schiffe geeignetes Bohlwerk oder Steinrevêtement hergestellt werden soll. Auf dem Damme wird demnächst eine Zweigbahn nach der Verbindungsbahn angelegt werden. Die erstgenannte nordöstliche Dammstrecke ist zum grofsen Theile bereits geschüttet, auch eine hölzerne Fufsgängerbrücke vom Vorhafendamm nach dem russischen Damm erbaut worden. Die Letztere hat eine Länge von 40 m und ruht auf 6 Pfahljochen. Die Uferauflager sind durch ein mit $1^1/_4$ facher Anlage hergestelltes Steinrevêtement gebildet, auf welchem zur Aufnahme der Brückenlängsbalken Steinklötze aufgemauert wurden. (Gesammt-Anschlagssumme 142000 ℳ)

Für die Herstellung von Duc d'Alben im Vor- und Hinterhafen von Pillau sind ferner 47000 ℳ veranschlagt und grofsentheils durch die Ausführung verausgabt worden.

Bei dem Dorfe Inse am kurischen Haff (II) ist in der Mündung des Gilge-Stromes die Ausführung zweier Molen zur Erhaltung der herzustellenden Fahrrinne von 30 m oberer und 20 m unterer Breite bei $1{,}_3$ m Tiefe unter N. W. begonnen worden. Die in einem mittleren Abstande von 56 m parallel laufenden Molen erstrecken sich in der Richtung von Osten nach Westen mit einer geringen Abweichung nach Norden auf 1250 m in das Haff. Die Ausführung geschieht in gewöhnlichem Packwerksbau auf Faschinen-Sinkstücken. Die Seiten werden mit Steinbewurf und die Kronen mit einer 50 cm starken Pflasterung zwischen Randpfählen versehen. Auf einem der beiden um 94 cm höher als die Pflasterkrone anzulegenden Molenköpfe soll eine Leuchtbake aufgestellt werden. Die Packwerksarbeiten sind an der Nordmole bis auf 300 m, an der Südmole bis auf 1071 m gediehen; auch wurden bereits die Pflaster- und Böschungsarbeiten auf gröfsere Strecken fertiggestellt. Der Boden, in welchem die Fahrrinne ausgebaggert wird, besteht meistentheils aus feinkörnigem Sande, welcher die Erhaltung der Rinne während des Baues sehr erschwert, da der durch Westwind erzeugte Wellenschlag den leichten Sand wieder in die gebaggerte Tiefe treibt. Die Beendigung der Anlage war für dieses Jahr in Aussicht genommen. (Anschlagssumme 123000 ℳ)

Im Hafen zu Neufahrwasser (III)*) ist der Abbruch der alten Westmole und der in ihrem Fundamente befindlichen Steinkisten nunmehr völlig beendigt. Auch die Baggerarbeiten zur Aushebung des Bassins konnten derart gefördert werden, dafs nur noch die Vertiefung in unmittelbarer Nähe der neuen Westmole erübrigt. Die Aufmauerung derselben mufste jedoch aus dem in der vorjährigen Zusammenstellung angeführten Grunde noch unterbleiben. Zur künstlichen Beschleunigung des Sinkens der Steinschüttung im Grundbette der Mole bis auf die für die Sicherheit nothwendige Tiefe sind auf der ersten, 50 m langen, Molenstrecke Versuche mittelst Einspritzens von Wasser unter die Steinschüttung angestellt worden, welche so günstige Ergebnisse herbeigeführt haben, dafs sie auch auf die weitere Molenstrecke ausgedehnt werden sollen.

Die an die neue Westmole sich anschliefsende Strandbefestigung ist durch die Sturmfluth vom 5. December 1883

*) Vergl. die Beschreibung der Hafenanlagen von L. Hagen im Jahrgang 1883 dieser Zeitschr. S. 363 nebst Situationsplan auf Blatt 57 des Atlas.

abermals arg beschädigt worden.*) Das Pflaster hinter der Steindossirung wurde durch die überstürzenden Wellen zum grofsen Theile ausgespült, der Hinterfüllungsboden fortgerissen und die ganze Uferbefestigung auf eine Gesammtlänge von ungefähr 235 m zerstört. Für die Wiederherstellungsarbeiten ist eine Nachbewilligung von 16000 ℳ beantragt worden.

Nachdem im Laufe des Sommers 1883 die Hinwegräumung der für die Vollendung der neuen Quaimauer entgegenstehenden Hindernisse**) geglückt war, konnte die noch vorhandene Lücke von 25 m Länge nunmehr geschlossen werden. Der Bau dürfte z. Z. bereits vollständig beendigt sein. Die auf 477000 ℳ veranschlagten Baukosten werden voraussichtlich ausreichen.

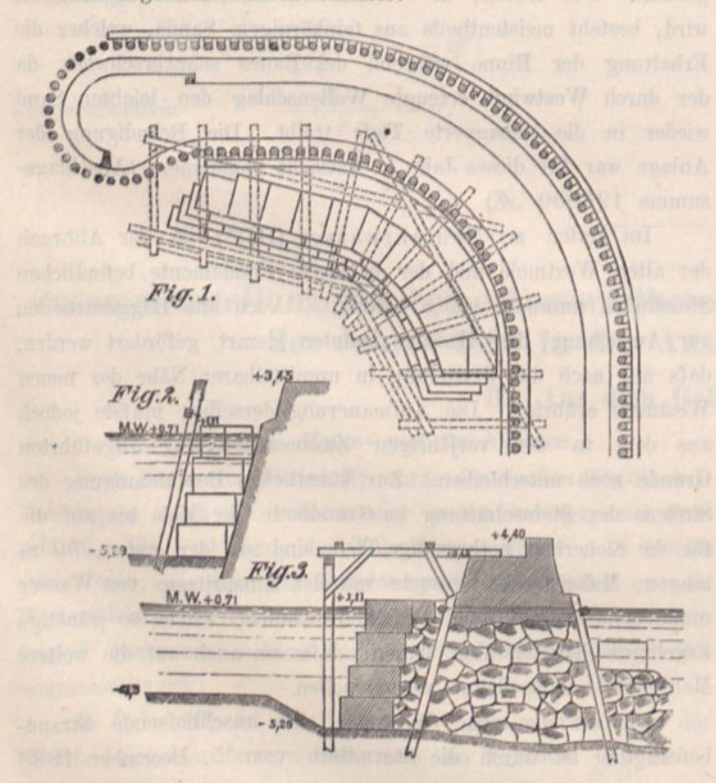
Der Verlängerungsbau der Nordwestmole an der Mündung des Elbing in das frische Haff ist bis auf geringfügige Pflasterarbeiten beendigt. Ein Theil der Baggerungen war noch für dieses Jahr zurückgeblieben und dürfte nunmehr ausgeführt sein.

Neu begonnen und vor Ablauf des Jahres vollendet wurden einige Bauausführungen am Hafen zu Tolkemit, durch welche eine Verlängerung der Nordermole um 15 m, sowie die Erneuerung bezw. Ausbesserung der Bohlwerke und die Vertiefung der Hafensohle stattgefunden hat. (Anschlagssumme 32000 ℳ)

Der Molenbau an der Mündung der Kaiserfahrt (VIII) ist im verflossenen Jahre fortgesetzt worden. Beide Molen konnten um je 400 m verlängert werden, so dafs für das Jahr 1884 nur noch je 100 m Baulänge bis zur Vollendung der Molen herzustellen blieben. Auch von den zur Verstärkung der Molen zu errichtenden Traversen sind fernere 12 Stück zur Ausführung gelangt.

Im Hafen zu Stolpmünde (IX) ist die Aufbaggerung des Vorhafens bis auf 5 m Wassertiefe nunmehr beendigt worden.

Neu begonnen wurden daselbst:



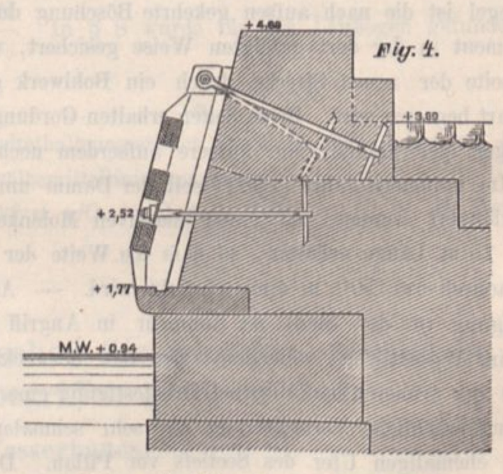
*) Vergl. die vorjährige Zusammenstellung.
**) Vergl. die vorjährige Zusammenstellung.

1. Die Verstärkung des Flügels der Ostmole durch eine dahinter aufzuführende Mauer aus Betonklötzen (s. Fig. 1 bis 3). Der Raum zwischen Mauer und Mole wird mit rohen Granitsteinen ausgefüllt und mit einer $0{,}_8$ m starken Uebermauerung aus gleichem Material abgedeckt. Das Versetzen der Betonblöcke geschieht mittelst Rollenkrahnes von einer gerammten Rüstung aus. Die Witterungsverhältnisse gestatteten nur eine geringe Förderung des Baues, so dafs der weitaus gröfsere Theil desselben dem laufenden Jahre aufbehalten werden mufste. (Anschlagssumme 16600 ℳ)

2. Die Regulirung des südlichen Abschlusses des Winterhafens. Die hierdurch bewirkte Erweiterung desselben umfafst einen Flächenraum von 1338 qm, welcher theils durch verholmte Spundwände, theils durch Steinböschungen in Cementmörtel, deren Fufs sich gegen eine gerammte Bohlwand stützt, umgrenzt wird. In Folge der zum grofsen Theile aus alten Abbrüchen gewonnenen und hier wieder verwendeten Baumaterialien stellen sich die Kosten der bereits vollendeten Ausführung auf 11000 ℳ

Bei den Hafenbauten zu Rügenwaldermünde ist nun auch die Uebermauerung der Ostmole zum gröfsten Theile fertig gestellt. Bei Einstellung der Arbeiten ausgangs des Jahres 1883 fehlten nur noch die obere Abgleichung des Mauerkörpers auf etwa 900 m Länge, sowie ein geringer Theil der Aufmauerung des Molenkopfes.

Um den Kopf der Ostmole war eine gleiche Gordungswand zu rammen in Aussicht genommen, wie solche am Westmolenkopf bereits ausgeführt ist. Es mufste jedoch hier auf eine andere Constructionsweise Bedacht genommen werden, da in Folge einer Unterspülung des Ostmolenkopfes Steinschüttungen um den Fufs desselben angebracht worden waren, welche das Rammen von Pfählen erschwerten. Die Gordungswand ist daher



hier nach der Skizze in Fig. 4 ausgeführt. Statt der Pfähle sind auf eingemauerten Kragsteinen Stiele aufgestellt, welche oben von gufseisernen Kappen gefafst werden. Diese Stiele nun nehmen drei horizontale, aus dreifacher eichener Plankenlage von je 8 cm Stärke gefertigte Gurtungen auf, deren Herstellung am Lande geschieht, wo sie auf einer aus Pfahlwerk gefertigten Schablone gebogen werden, nachdem die Planken in besonderen Dampfkästen vorher gebrüht worden sind. Wegen der ungünstigen Witterungsverhältnisse konnte die Gordungswand im Jahre 1883 nicht mehr vollendet werden. Die Anschlagssumme beträgt 14000 ℳ

Bei der Vertiefung des Vorhafenbassins und der Aufbaggerung der Wipper sind weitere 7100 cbm Baggermasse geför-

dert worden, und dürfte die Beendigung dieser Arbeiten mit einer Ersparnifs von etwa 100000 *M.* an der Anschlagssumme von 425000 *M.* nunmehr erfolgt sein.

An dem östlichen Schutzdamme des Rügenwaldermünder Hafens ist der Unterbau, sowie die Aufmauerung der Betonblöcke im Jahre 1883 vollendet worden. Bei der Sturmfluth im December desselben Jahres wurden letztere jedoch zum Theil verschoben, einzelne derselben auch herabgeworfen, so dafs Nacharbeiten hieran erforderlich werden. Auch die Steinschüttungen aufserhalb der beiden Pfahlwände müssen noch fortgesetzt werden.

Im Hafen zu Colbergermünde wurde der Bau der Bohlwerke an der Westseite nach Maafsgabe der für 1883 verfügbaren Geldmittel fortgesetzt. Die Erweiterung der Hafeneinfahrt ist vollendet. Da etwa 12000 *M.* hierbei erspart werden konnten und der an die Baustrecke anschliefsende Theil der Westmole in den stromseitigen Böschungen starke Beschädigungen zeigte, so wurde für die Ersparnisse noch eine Pfahlschutzwand von 25 m Länge ausgeführt, welche nöthigenfalls noch fortgesetzt werden wird, um den bedrohten inneren Fufs des Molenkörpers besser zu sichern.

Die Buhnenbauten am Weststrande der Insel Sylt (XIX) wurden im Jahre 1883 fortgesetzt. Fertig gestellt sind bis jetzt 16 Steinbuhnen und 4 Pfahlwerke, während 3 Steinbuhnen nahezu vollendet und 2 andere bis etwa zur Hälfte gediehen sind. Die Rammarbeiten konnten wegen der vielfachen Stürme nicht, wie beabsichtigt, zu Ende geführt werden.

Die in der vorjährigen Zusammenstellung näher aufgeführten Unterhaltungsarbeiten am Eidercanal und der Untereider haben im Etatsjahre 85200 *M.* gekostet.

Ferner wurde die Aufbaggerung der 50 m breiten Fahrrinne in der Schlei von Missunde bis Fahrdorf fortgesetzt und dürfte z. Z. wohl bereits beendigt sein.

Vollendet wurde auch der Abstich am rechten Ufer der Stör bei Heiligenstedten, so zwar, dafs für dieses Jahr noch die Aufhöhung des im weichen Schüttboden niedergegangenen Deckwerkes erübrigte.

Die Verstärkungen der Köpfe an den Strandbuhnen A, B, C, D auf Baltrum (XXV) und C auf Norderney, sowie der Verbreiterungsbau des Dünenschutzwerkes daselbst und die Strandbefestigung auf Spiekeroog, welche im Jahre 1882 begonnen wurden, sind beendigt.

Neu begonnen wurden im Jahre 1883:

1. die weitere Verstärkung der Köpfe der genannten Strandbuhnen auf Baltrum und Norderney (veranschlagt auf 29500 *M.*, bezw. 15500 *M.*);
2. die erste und zweite Verlängerung des Dünenschutzwerkes auf Norderney (veranschlagt auf 60000 bezw. 36000 *M.*);
3. der Bau der Buhnen A und F auf Spiekeroog (veranschlagt auf 48000 *M.*);
4. der Bau eines Dünenschutzwerkes auf Baltrum (veranschlagt auf 117000 *M.*) und
5. die Anlage von Seitenbermen an den Buhnen B und C auf Baltrum (veranschlagt auf 15000 *M.*).

Mit Ausnahme der unter 1 erwähnten Bauausführung an dem Kopf der Buhne auf Norderney, welche voraussichtlich bis 1885 dauern wird, sind die genannten Bauten theils im Jahre 1883 bereits fertig gestellt worden, oder es war ihre Vollendung im laufenden Jahre in Aussicht genommen.

II. Strombauten.

Die Verbreiterung der Deime und die damit zusammenhängende Chausseeverlegung sammt dem Umbau der Institutsbrücke zu Tapiau (I) ist im Jahre 1883 fortgesetzt worden. Die Verbreiterungsarbeiten konnten bis auf wenige Nachbaggerungen, und der Umbau überhaupt, vollendet werden. Der Chausseedamm ist in dem weichen Moorboden stark weggesackt, so dafs etwa 55000 cbm Nachschüttung erforderlich sind. An den in dem neuen Damme erbauten beiden Fluthbrücken sind die Landpfeiler in Folge des geringen Widerstandes, welche der noch 5 m über dem festen Untergrund im Moorboden stehende Pfahlrost an letzterem findet, durch den Dammdruck übergewichen. Es werden daher an der ersten Fluthbrücke einige Wiederherstellungsarbeiten nicht zu umgehen sein. Die hieraus und aus dem Mehrbedarf an Schüttungsmaterial sich ergebenden Mehrkosten werden vorläufig auf 60000 *M.* geschätzt.

Die Nacharbeiten bei der Geradelegung der Deime, über welche in der vorjährigen Zusammenstellung Näheres berichtet wurde, sind nunmehr beendigt.

Neu begonnen wurde die Ergänzung der Buhnenanlagen im Pregel zwischen Tapiau und Königsberg (veranschlagt auf 41800 *M.*). Im Ganzen 194 Stück alte Buhnen sollen um 2 m bis 7 m verlängert und am Kopfe mit Steinpflaster versehen werden. Die anhaltend hohen Wasserstände im Hochsommer haben den Fortgang der Arbeiten aufserordentlich erschwert, doch ist der gröfsere Theil derselben noch im Jahre 1883 zur Ausführung gekommen.

Auch die Regulirung des Memel-Stromes auf der Strecke Uszpirden-Kallwen (II) konnte der häufigen Hochwasser wegen nicht ganz zu Ende geführt werden, so dafs die noch fehlenden Arbeiten, wie Berauhwehrung und Abpflasterung der rechtsseitigen Buhnen, sowie die Herstellung einiger Buhnenköpfe noch für das laufende Jahr aufbehalten werden mufsten.

An der Regulirung der Stromtheilung bei Kallwen wurde fortgearbeitet. Der in der vorjährigen Zusammenstellung gegebenen Beschreibung des Baues und seiner Wirkung ist nur noch hinzuzufügen, dafs der früher stark versandete Gilge-Einlauf in Folge der durch das Verschieben der neuen Theilungsspitze bedeutend vermehrten Strömung so erheblich geräumt worden ist, dafs im verflossenen Jahre Baggerungen zur Erhaltung genügender Fahrtiefe, wie sie bisher alljährlich nothwendig waren, bereits wegfallen konnten. Auch im Rufs-Strome ist in Folge der starken Verengung des Bettes längs der neuen Theilungsspitze eine nicht unerhebliche Vertiefung des Bettes eingetreten, welche im Laufe der nächsten Jahre sich jedenfalls noch steigern wird. Das Trennungswerk hat dem Hochwasser und Eisgange gut widerstanden. Der Fortgang der Bauten bis zur Beendigung dürfte noch das laufende Jahr vollauf in Anspruch genommen haben.

Die Regulirungsbauten auf den Strecken Obereisseln-Kumma-Bucht, Schmalleningken-Kassigkemen und Splitter-Schillgallen wurden fortgesetzt und sind bis auf einige Schlufsarbeiten vollendet.

Die Regulirung des Rufs-Stromes auf den Strecken Kloken-Schneiderende, Kallwen-Baltruschkehmen und Tattanischken-Rufs, sowie die Regulirung der Stromtheilung bei Rufs und die Einschränkung des Skirwith-Stromes wurden ebenfalls fortgesetzt. Auch auf den Fortgang dieser Bauten sind die hohen Sommerwasserstände von ungünstigem Einflusse

gewesen. Während die erstgenannten beiden Baustrecken bis zu ihrer Vollendung noch 3 bezw. 2 Jahre in Anspruch nehmen dürften, sind die demnächst bezeichneten Bauausführungen bis auf die Verbreiterung des Rufs-Stromes bei Raggeningken, sowie des Athmath-Sromes bei Rufs im wesentlichen vollendet. Im Falle das für diese Verbreiterungen nothwendige Enteignungsverfahren besondere Verzögerungen nicht herbeigeführt hat, dürften die genannten Bauausführungen bereits im laufenden Jahre beendigt sein.

Im Gilge-Strom wurde die Nachregulirung in den Sectionen III und IV fortgesetzt, in II beendigt. Die Regulirung einer 470 m langen Stromstrecke in Section IV mufste in Rücksicht auf den zu erwartenden aber noch nicht festgestellten Brückenbau bei Stolpen bei der Aufstellung des Regulirungsprojectes ausgeschlossen bleiben. Diese Regulirung ist nun auf Grund eines besonderen Projectes (veranschlagt auf 33000 *M.*) in Angriff genommen.

An der Weichselmündung bei Neufähr (III) ist der Bau des östlichen Parallelwerkes beendigt worden. Bei dem Eisgange im Frühjahr 1883 rifs das Werk an der Wurzel auf etwa 100 m Länge durch. Die Wiederherstellungsarbeiten konnten noch im Herbste desselben Jahres ausgeführt werden. Der Anschlufs des Parallelwerks an das Ufer wurde gegen Ueberfluthung und Eisgänge durch kräftige Eckstücke, sowie durch eine Abweisungsbuhne und kleine Traversen gesichert, die gleichzeitig bei Nordoststurm Schutz gegen ein Hinterspülen durch die Wellen der See gewähren sollen.

Beim Bau der Erhöhung und Verstärkung der Königl. Communikationsdeiche bei Pieckel mufste der Ausbau der Strecke vom linksseitigen unteren Canalkopf bis zu den Grofswerder-Deichen Mitte Juli 1883 eingestellt werden, da die Bodenentnahme an der Kl. Montauer Forst unter Wasser stand. Die Arbeit konnte daher erst nach der Auspumpung des Polders fortgesetzt werden und dürfte im Frühjahr d. J. vollendet sein.

Auch die noch erübrigenden Abpflasterungen der Buhnen auf dem linken Weichselufer zwischen Klein-Schlanz und Gerdien mufsten der ungünstigen Wasserstände wegen bis zum Frühjahr d. J. verschoben werden.

Neu begonnen wurden im Jahre 1883 im Regierungsbezirk Danzig:

1) der Ausbau der Weichsel bei der Abzweigung der Nogat. Die Werke bei dieser zum gröfsten Theil bereits ausgebauten Stromstrecke wurden durch den Eisgang des Jahres 1877 zerstört; von einer Wiederherstellung derselben wurde jedoch bisher Abstand genommen, da die Weichsel nach dem grofsen Projecte Nr. 1 zur Regulirung ihrer Mündungen an dieser Stelle verlegt werden sollte. Nunmehr ist der Wiederausbau der Strecke mit den alten Streichlinien in Angriff genommen und wird der Stromlauf beiderseitig durch Anlage von Buhnen, Parallel- und Deckwerken gesichert. Für die Bauzeit ist eine Dauer von mindestens 5 Jahren in Aussicht genommen. Die Anschlagssumme beträgt 602000 *M.*;

2) die Abpflasterung der Köpfe, halben Kronen und oberen Böschungen von 17 Buhnen auf dem rechten Weichselufer bei Gr. Montau. Die Art der Abpflasterung, wie sie seit Jahren bei der Weichsel üblich ist, wird durch die Darstellungen einer Normalbuhne in den Fig. 5 bis 9 veranschaulicht. Die Anschlagssumme beträgt 30000 *M.*;

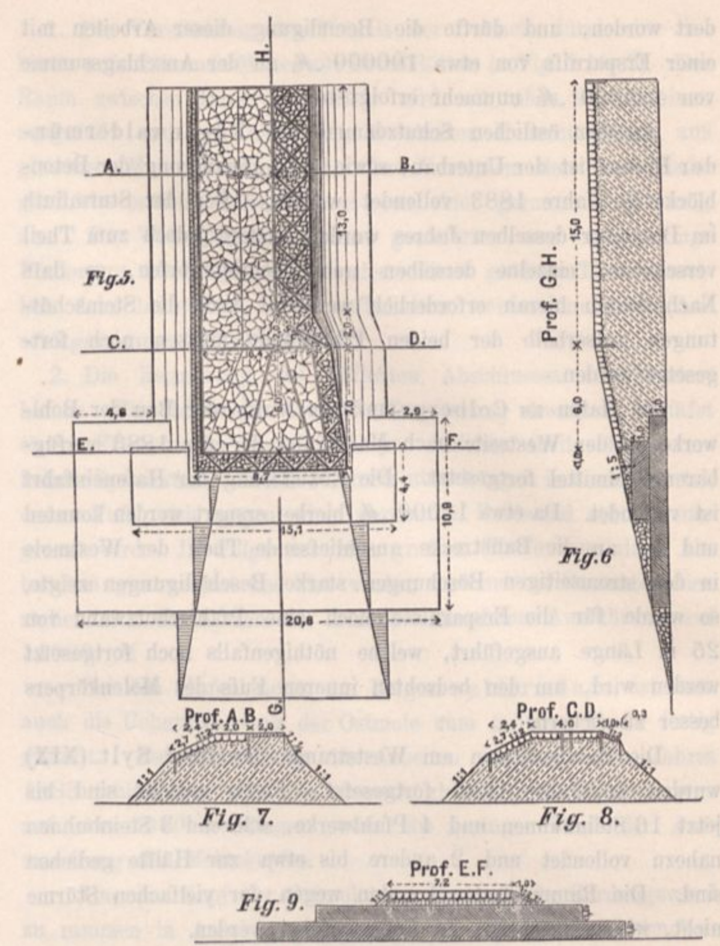


Fig. 7. Fig. 8. Fig. 9.

3) der Ausbau von 10 Buhnenköpfen auf dem rechten Weichselufer bei Altweichsel, veranschlagt auf 29500 *M.*;

4) die Abpflasterung von 20 Buhnen der Stromstrecke von Dirschau bis Rothebude, veranschlagt auf 31000 *M.*;

5) der Ausbau von 20 Buhnen der Gruppe Palschem-Neukirch-Schönhorst, veranschlagt auf 227200 *M.*;

6) der Neubau von Buhnen von unterhalb der Blumstein-Schadwalder Grenze bis zur Fähre zwischen Schadwalde und Jonasdorf, veranschlagt auf 98000 *M.*

Die Vollendung der unter 2), 3) und 5) aufgeführten Bauten steht erst im Jahre 1885 zu erwarten, während die unter 4) und 6) genannten Bauausführungen bereits im laufenden Jahre beendigt sein dürften.

Im Regierungsbezirk Marienwerder wurden beim Bau der Regulirung der Weichsel von der russischen Grenze bis zum Danziger Regierungsbezirk die Arbeiten fortgesetzt und nach Maafsgabe der zur Verfügung gestellten Mittel bis auf einige Pflasterungen beendigt. Für die Unterhaltung der vorhandenen Regulirungswerke und die Beseitigung der Schifffahrtshindernisse sind auf der vorerwähnten Stromstrecke im Jahre 1883 ungefähr 200000 *M.* aufgewendet worden.

Neu begonnen wurden daselbst:

1) die Erweiterung des Thorner Winterhafens. Der jetzt nur für 50 Schiffe bemessene Hafen soll hiernach 100 Schiffe fassen können. Die Bodenbewegung wird auf 174500 cbm angegeben. Die Dispositionssumme beträgt 145000 *M.*;

2) die Anlage neuer Stromregulirungswerke an beiden Weichselufern von der Sartowitzer Capelle bis zur Danziger Bezirksgrenze. Die Dispositionssumme beträgt 482300 *M.*

Im Regierungsbezirk Oppeln ist die Herstellung des Normalprofils der Przemsa von Station 180—207 nunmehr erfolgt. In gleicher Weise wurde die Herstellung des Normal-

profiles für die Strecke von Station 207—234 (veranschlagt auf 43000 *M.*) in Angriff genommen.

Vollendet wurde ferner der Verlängerungsbau des hochwasserfreien linksseitigen Oderdeiches bei Annaberg (Pr. Oderberg).

Aufser dem vorerwähnten Ausbau einer Strecke der Przemsa wurde neu begonnen eine Begradigung und Bedeichung der Olsa unterhalb Uhilsko. Die Olsa ist in der Nähe ihrer Mündung in die Oder zwar in Bezug auf die Gestalt des Flufsschlauches nicht mehr eigentlich als Gebirgsflufs anzusehen, steht aber noch unter dem Einflufs des starken Gefälles, welches sie auf ihrer oberhalb gelegenen Strecke besitzt, und zeigt daher rasch wechselnde Wasserstände und plötzlich eintretende Hochwasser, deren Abflufs durch die starken Krümmungen des Flufsbettes erheblich gehemmt wird. Eine Begradigung der unteren Strecke erschien daher geboten. Gleichzeitig ist die Ausführung eines Deiches auf dem rechten Olsa- und Oderufer im Projecte vorgesehen. Der auf 220000 *M.* veranschlagte Bau dürfte im Jahre 1885 vollendet werden.

Die in der vorjährigen Zusammenstellung aufgeführte Verbreiterung des Horle-Flusses (XIII) ist noch nicht beendigt; vielmehr wurden Nachanschläge erforderlich, deren Ausführung diesem Jahre aufbehalten werden mufsten.

An der Oder wurden die seit den Vorjahren in Ausführung begriffenen Regulirungsbauten fortgesetzt.

Als im Jahre 1883 vollendet sind zu nennen: die Anlage eines Winterhafens im unteren Theile des Mühlgrabens zu Oppeln, die Regulirung der Olsa-Mündung, die Nachregulirung von Bartheln bis Grüneiche und die Regulirung oberhalb Neusalz.

Neu begonnen wurden:

1) der Bau eines Parallelwerks bei Thurze. Durch dasselbe wird das concave Ufer einer scharfen Stromkrümmung ausgebaut, da die dort früher angelegten Buhnen eine zu wilde Strömung erzeugten und die Ausbildung einer regelmäfsigen Fahrrinne verhinderten. (Anschlagssumme 30000 *M.*);

2) Nachtragsbauten bei Olsau. Unterhalb des daselbst angelegten Durchstiches müssen die Ufer durch einige Buhnen und ein kurzes Parallelwerk ausgebaut werden, um einer Verwilderung des Flufsbettes durch die aus dem Durchstich abgetriebenen schweren Kiesmassen entgegen zu wirken. (Anschlagssumme 12000 *M.*);

3) Uferschutzbauten bei dem Dorfe Plania. Durch den starken Abbruch des concaven Dorfufers wurden bereits einige Häuser bedroht, so dafs dasselbe durch die Anlage von 16 Buhnen geschützt werden mufs. (Anschlagsumme 20000 *M.*);

4) die Nachregulirung bei Klein-Pogul. Einerseits erwies sich das den Stromregulirungsbauten der Jahre 1858—1876 zu Grunde gelegte Profil von 90 m Breite bei H.W. und 70 m Breite bei N.W. als zu grofs, so dafs jetzt eine Einschränkung desselben auf 87 bezw. 53 m erstrebt wird, andererseits zeigten sich auch die Buhnensysteme in Rücksicht auf die durch die Regulirung in den oberhalb gelegenen Stromstrecken abgetriebenen Sandmassen zu weit von einander entfernt, um unregelmäfsige Ablagerungen der letzteren zu verhindern. Hierdurch wurde die Nothwendigkeit eines weiteren Ausbaues dieser Stromstrecke hervorgerufen. (Anschlagssumme 80000 *M.*);

5) die Nachregulirung oberhalb Pommerzig. Bei der auf 120 m Normalbreite regulirten Strecke wird die Einschränkung des Strombettes bei N.W. durch den Vorbau von 25 m langen Stromschwellen vor den alten Buhnen bewirkt; auch ist die Herstellung einiger Zwischenbuhnen erforderlich. (Anschlagssumme 53000 *M.*)

Als Dauer der Bauzeit sind in Aussicht genommen für die unter 1) und 2) genannten Ausführungen drei Jahre, für den unter 3) bezeichneten Bau zwei Jahre und für die letzten beiden Bauten vier Jahre.

An der Warthe wurden im Reg.-Bez. Posen fortgesetzt: die Regulirungsbauten bei Solec, Dreirädermühle, Rogalin, Puszczykowko, Wiorek, Gr. und Kl. Starolenka, Obersitzko und Lauske-Schweinert.

Neu begonnen wurden daselbst:

1) die Regulirung bei Neustadt durch Herstellung eines 495 m langen Durchstiches, zweier Uferdeckwerke, Anlage von 34 neuen und Verlängerung von 18 alten Buhnen. (Anschlagssumme 72000 *M.*);

2) die Regulirung bei Tworzykowo durch den Bau von 3 neuen und die Verlängerung von 30 alten Buhnen. (Anschlagssumme 13650 *M.*);

3) die Regulirungen bei Sowiniec, unterhalb der Meifsner'schen Ecke und bei Schwerin. (Anschlagssumme 20000, bezw. 17000, bezw. 45000 *M.*).

Im Reg.-Bez. Frankfurt a/O. wurden fortgesetzt: die Regulirungsbauten am Wengelseer Stadtforst, von der Borkower Deichecke bis zur Mündung der alten Netze, bei Költschen und vom Fichtwerder bis Wox. Durch die andauernd hohen Wasserstände ist der Fortgang der Arbeiten stark behindert worden, so dafs die Beendigung des erstgenannten Baues nicht vor 1886, diejenige der übrigen Bauten im Jahre 1885 zu erwarten steht.

Neu begonnen wurden daselbst:

1) die Regulirung von der Lorenzdorfer Fähre bis Landsberg. Die 3 km lange Strecke enthält drei scharfe Krümmungen, deren concave Ufer durch Deckwerke, und deren convexe Ufer durch 50 Buhnen geschützt werden sollen. Aufserdem ist die Ausführung von 38 Stromschwellen vorgesehen. (Anschlagssumme 270000 *M.*);

2) die Regulirung von Albrechtsbruch bis Schlangenwerder. Die noch unausgebaute sehr verwilderte Stromstrecke von 2,2 km Länge stellt die Verbindung zwischen den Regulirungen bei Költschen und Fichtwerder her. Sie enthält ebenfalls drei scharfe Krümmungen, an welchen die Ufer durch Deckwerke, 36 Buhnen und 13 Grundschwellen geschützt werden sollen. (Anschlagssumme 222000 *M.*).

Die Dauer der Bauzeit ist für beide Regulirungen auf fünf Jahre bemessen.

An der Netze konnte im Reg.-Bez. Bromberg beim Bau der Schiffbarmachung der oberen Flufsstrecke die Ausführung der Hafenanlage bei Montweg noch nicht vollständig beendigt werden, da die Unterhandlungen über erforderlichen Grunderwerb noch nicht zum Abschlufs gekommen waren. Auf die Anlage der in Aussicht genommenen sechs Wendestellen kann im Hinblick auf einige hierzu geeignete Flufserweiterungen Abstand genommen werden.

An den Regulirungsbauten bei der Küddow-Mündung, bei Neuhöfen, oberhalb und unterhalb Filehne, sowie unterhalb Czarnikau, wurde fortgearbeitet. Diese Bauten sind bis auf einige für das laufende Jahr verbleibende Ausführungen vollendet.

Neu begonnen wurde daselbst die Geradelegung der Flufsstrecke oberhalb Walkowitz vermittelst eines Durchstiches. Der-

selbe ist bereits vollständig fahrbar. Zwar verursachten die aus dem Durchstich stark abtreibenden Sandmassen an der Ausmündung die Bildung einer Bank, doch ist dieselbe bald wieder zum Abtrieb gekommen. Die Vollendung der Arbeiten ist im Jahre 1885 zu erwarten. (Anschlagssumme 17500 ℳ).

Im Reg.-Bez. Frankfurt a/O. wurden die Netze-Regulirungen bei Christiansaue und Alt-Belitz fortgesetzt, bei Trebitsch vollendet. Eine Beendigung der erstgenannten beiden Bauausführungen konnte der andauernd hohen Wasserstände wegen nicht erfolgen.

Neu begonnen wurde daselbst die Regulirung der Strecke Vordamm-Salzcossäthen, auf welcher der Flufslauf sich durch Uferabbrüche derart erweitert hat, dafs nirgend mehr die erforderliche Tiefe von 1 m unter N.W. vorhanden ist. Demgemäfs soll derselbe durch Buhnen eingeschränkt und das abbrüchige Ufer durch Deckwerke geschützt werden. Die Beendigung des Baues steht im Jahre 1885 zu erwarten. (Anschlagssumme 49000 ℳ).

Im Bezirk der Elbstrom-Bauverwaltung wurden im Jahre 1883 an der Elbe folgende Bauten vollendet:

die Winterhäfen bei Mühlberg und Magdeburg, die Correctionen oberhalb Prettin, oberhalb Priesitz und an der Nuthemündung, die Werft zu Magdeburg und das Parallelwerk daselbst, das Parallelwerk bei Herrenholz, die Normalisirungen bei Niegripp, Rogätz, Bittkau, Dammühlenholz, Werben, von Wittenberge bis Wahrenberg, von Wahrenberg bis Müggendorf, von der Lenzener Fähre bis zum dortigen Hafen, unterhalb Kuhsandwerder, von Pölitz bis Grippel, bei Quickborn und Damnatz, Wehningen und Bohnenburg, Wilkensdorf und Peukefitz, am Strachauer Werder, bei Wussegel und Hitzacker, Brethem und Glienitz, Popelau und Konau, bei der Garger Fähre, bei Stipelse, am Weide- und Schlofswerder, bei Radegast, am Brackeder Werder, des ersten Viertels der Strecke Artlenburg, unterhalb Sandkrug, bei Fliegenberg, Wehlenberg, endlich das Deckwerk an der Cumlosener Concave.

Die übrigen in den Vorjahren begonnenen Bauten wurden fortgesetzt.

Neu begonnen wurden an der Elbe die folgenden Bauten:

1) Anlage eines Deckwerks im Galliner Durchstich (veranschlagt auf 20800 ℳ);

2) Anlage eines Deckwerks bei Mühlberg (veranschlagt auf 37500 ℳ);

3) Ausfüllung zweier Buhnenintervalle vor der Barby'er Brücke (veranschlagt auf 19400 ℳ);

4) Normalisirungen der Strecken: vom Derben'schen Berg bis Schelldorf, vom Tangermünder Stadtbusch bis Weinbergswerder und des dritten Viertels der Buhnenmeisterstrecke Dommühlenholz (veranschlagt auf 32900, bezw. 35000, bezw. 29500 ℳ);

5) Ausbau des Ufers am Sennewitzer Schaardeich und der Strecke von Gnevsdorf bis Hinsdorf (veranschlagt auf 84000 ℳ);

6) Ergänzung der Correctionswerke bei der Brücke zu Wittenberge (veranschlagt auf 29400 ℳ);

7) Anlage von Buhnen am Quickborner und Damnatzer Ufer; am Jasebecker-, Wehningener- und Brandtstädter Werder; am Herrenhofer- und Bitterschen Vorlande, Banker Deiche, Privelacker Vorlande und Tiesmeslander Hochufer; am Schutzschurer, Popelauer und Gülstorfer Vorlande, sowie am Kl. Kührener Werder; an der Garger Weide und am Brackeder Werder und Glober (veranschlagt auf 34000, bezw. 107000, bezw. 36000, bezw. 40000, bezw. 26000 ℳ);

8) Anlage von Zwischenwerken bei Darchem (veranschlagt auf 19750 ℳ);

9) Herstellung von Grundausdeckungen in der Stromstrecke Hoopte-Fliegenberg (veranschlagt auf 15000 ℳ).

Für die Construction und das Material dieser Bauten ist das in der vorjährigen Zusammenstellung auf Seite 168 Mitgetheilte ebenfalls maafsgebend.

Von den genannten Bauausführungen wurden zwei, die unter 3) und 9) aufgeführten, noch in demselben Jahre vollendet, während die übrigen in diesem, oder dem nächsten Jahre beendet sein werden.

An der Unterelbe im Landdr.-Bez. Lüneburg wurden der Ausbau des linken Stromufers im unteren Köhlbrande, sowie die Verbreiterung und Vertiefung des Fahrwassers daselbst vollendet.

Die in der vorjährigen Zusammenstellung näher erörterte Correction der Strecke zwischen Harburg und Neuhof wurde fortgesetzt und dürfte im Jahre 1885 beendigt werden.

An der Saale wurden die im Bezirk der Elbstrombau-Verwaltung begonnenen Bauten vollendet.

Im Reg.-Bez. Merseburg wurden folgende Saale-Bauten zu Ende geführt: die Leinpfadanlage auf der Strecke Weifsenfels-Schkopau und die Regulirungen vom zweiten Doppeldurchstich bis zur Beudnitz-Schleuse bei Lobitzsch, sowie bei Creipau; während die Regulirung von Trotha bis Lettin bis auf einige Schüttungs- und Pflasterarbeiten fertig gestellt ist.

Für beendigt anzusehen ist auch die Ausbildung des in den Jahren 1876—1882 ausgeführten Durchstiches am Franzigker Felsen, für welche im Jahre 1883 weitere 12000 ℳ bewilligt wurden.

Neu begonnen wurden daselbst:

1) die Regulirung unterhalb der Rofsbacher Brücke, welche im Interesse der Flöfserei nothwendig erschien. Die Ausführung erstreckt sich auf ein 270 m langes massives Parallelwerk am rechten und ein Buhnensystem am linken Ufer. (Anschlagssumme 13850 ℳ);

2) die Regulirung vom zweiten Doppeldurchstich bis zur Beudnitz-Schleuse, Section II. Gegenstand der Ausführung ist ein 405 m langes massives Parallelwerk am linken Ufer mit vorgelegten Köpfen, sogenannten Sporen, im Abstande von je 25 m, welche noch 1 m unter dem niedrigsten Wasserstande bleiben und eine Neigung von $1/_{10}$ erhalten. (Anschlagssumme 21000 ℳ);

3) die Regulirung unterhalb Brachwitz, bestehend in der Anlage von Parallel- und Deckwerken, sowie Ausbaggerungen des Flufsbettes. (Anschlagssumme 73000 ℳ);

4) die Regulirung an der sogenannten kleinen Stange zwischen Alsleben und Gr. Wirschleben. Die kurzen und zum Theil zerstörten Buhnen erzeugten hier eine unregelmäfsige, der Schifffahrt hinderliche Strömung, sowie Bildung von Untiefen. Auch die Ufer sind in Folge der durch die Untiefen hervorgerufenen öfteren Eisstopfungen stark angegriffen. Demzufolge wurde diese, nunmehr auf 55 m Normalbreite einzuschränkende, Strecke beiderseitig durch Parallelwerke befestigt. (Anschlagssumme 56000 ℳ);

Mit Ausnahme des unter 3 genannten Baues dürften die betreffenden Ausführungen bereits im laufenden Jahre erledigt sein.

An der Unstrut (XVII) wurde die Ausführung zweier Durchstiche, unterhalb Artern und am sogenannten Glinz, begonnen. Beide Durchstiche sind lediglich mit Rücksicht auf die Schifffahrt angelegt. Die Breite derselben soll in Höhe des M.W. 26 m betragen und die Sohle 2 m unter N.W. gelegt werden. Die Böschungen der concaven Ufer werden abgepflastert, die der convexen Ufer mit Weidenspreutlagen versehen. Beide Durchstiche wurden in demselben Jahre fertig gestellt, doch blieb die Durchschüttung der verlassenen Flufsstrecken noch in Rückstand. (Anschlagssumme 38000 ℳ).

An der Havel (VI) wurden beendigt: die Regulirungsbauten oberhalb Briest, unterhalb Pritzerbe, oberhalb Milow, sowie die Verbesserungsbauten der Wasserstrafse Hennigsdorf-Spandauer-See. Der letztgenannte Bau machte einen Nachanschlag von 15000 ℳ nothwendig, die bewilligt wurden.

Neu begonnen wurden daselbst die Regulirungsbauten:

1) bei dem Dorfe Grütz. Die Normalbreite beträgt 55 m, welche durch 44 Einschränkungs-, Leit- und Deckwerke aus Faschinenpackwerk festgelegt wird. Die 2 m breiten Kronen der Werke werden mit Spreutlagen versehen und mit Kalksteinabraum beschüttet. Die grofsen Tiefen vor einzelnen Buhnenköpfen und vor dem Leitwerk werden mittelst Grundschwellen aus Senkfaschinen von einfacher Seitenböschung und 4 m breiter Krone durchbaut. (Anschlagssumme 80000 ℳ);

2) bei dem Dorfe Rehberg. Die Normalbreite beträgt 40 m, welche durch 24 Werke der obengenannten Art und Ausführung festgelegt wird. (Anschlagssumme 76000 ℳ);

3) bei dem Dorfe Garz. Die Normalbreite beträgt 40 m, welche durch 27 Werke der obengenannten Art und Ausführung festgelegt wird. Aufserdem gelangt ein Durchstich von 260 m Länge mit gedeckten Böschungen von $^5/_4$ m Anlage zur Ausführung. (Anschlagssumme 133000 ℳ);

4) oberhalb Oranienburg. Die Havel macht auf der Strecke von der Friedenthaler Schleuse bis zur Stadt Oranienburg zwei grofse Schleifen, welche mittelst zweier Durchstiche abgeschnitten werden. Zum Schutz der Böschungen in den letzteren ist leichtes Deckwerk verwendet, während die concaven Anschlufsstrecken durch schweres Deckwerk gesichert wurden. Da an der Anschlagssumme von 64000 ℳ wesentliche Ersparnisse gemacht werden konnten, so war die Ausdehnung der Regulirung auf den unterhalb der Stadtbrücke zu Oranienburg belegenen Theil der Havel für die erübrigten Mittel in Aussicht genommen.

Diese Regulirungsbauten dürften sämmtlich im Laufe dieses Jahres vollendet sein.

(Schlufs folgt.)

Literatur.

Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik. Nach leicht fafslichen Theorieen und mit besonderer Rücksicht auf die Bedürfnisse der Praxis verfafst von Friedrich Paul, Baurath des Wiener Stadtbauamtes. Mit über 300 Abbildungen. Wien, Pest, Leipzig A. Hartleben's Verlag 1885.

Zu den neuesten literarischen Erzeugnissen auf dem Gebiete der Heiz- und Lüftungstechnik ist das soeben von dem Baurath Paul in Wien veröffentlichte Werk zu zählen, welches in anerkennenswerther Weise eine umfassende Darstellung des heutigen Standes dieser Technik mit ihren Hilfswissenschaften bietet. Namentlich die aufserordentlich eingehende und durch zahlreiche Beispiele aller Art dem Verständnifs nahe geführte Darstellung des theoretischen Theils läfst das Werk zum Studium besonders geeignet erscheinen, wenn auch nicht unbemerkt bleiben darf, dafs Letzteres durch die stellenweise wohl zu ausführlichen bezw. umständlichen Herleitungen etwas erschwert wird. Einen sehr schätzenswerthen Theil des Buches bildet der Anhang, in welchem zahlreiche Formel- und Zahlentabellen für alle im Bereiche der Heiz- und Lüftungstechnik vorkommenden Beziehungen und Werthe unter Benutzung der Untersuchungen von Péclet, Wolpert, H. Fischer, Redtenbacher, Grashof u. a. m. zusammengestellt sind.

Das Buch dürfte daher von allen, denen an einer weiteren Verbreitung dieser für die Gesundheitstechnik so wichtigen Wissenschaft gelegen ist, als eine erfreuliche Bereicherung der einschlägigen Literatur angesehen werden.

In den drei ersten der 14 Abschnitte, in welche das Buch zerfällt, wird nach einer Erläuterung der Grundbegriffe, wie: Wärmeeinheit, specifische Wärme, Wärmecapacität, latente Wärme, Mariotte's Gesetz u. s. w., die Lehre von der Bewegung der Luft und des Wassers in geschlossenen Leitungen behandelt, durch zahlreiche aus dem praktischen Gebiete entnommene Beispiele veranschaulicht und durch eine Reihe sehr ausführlicher Tabellen über Leitungswiderstände, Volumveränderungen bei Temperaturzunahmen u. s. w. vervollständigt. Die beiden folgenden Abschnitte beschäftigen sich mit dem Verbrennungsprozefs und den Brennmaterialien, wobei bezüglich des ersteren eine ausführliche Erläuterung der chemischen und physikalischen Eigenschaften der hauptsächlich in Frage kommenden einfachen und zusammengesetzten Stoffe, des Vorganges der Verbrennung und der Effekte gegeben wird. Eine eingehende Besprechung ist der Rauchverbrennung gewidmet, und ist hierbei die von dem Ingenieur Ten-Brink erfundene und nach ihm benannte Feuerung, welche in letzter Zeit vielfach mit günstigem Erfolge zur Anwendung gelangte, näher erläutert. Bei Schilderung der physikalischen Eigenschaften der Luft, insbesondere des wechselnden Feuchtigkeitsgrades derselben, wäre die Aufführung und Beschreibung des Dr. Kopp'schen Haarhygrometers erwünscht gewesen, welchem bei der Einfachheit seiner Handhabung für den praktischen Gebrauch wohl der Vorzug vor dem Schwackhöfer'schen Apparate gebührt, umsomehr, als jenes weit weniger kostspielig und dadurch auch weiteren Kreisen zugänglich ist. — Die Untersuchungen über den Heizeffekt der verschiedenen Brennstoffe sind in einer Reihe von Tabellen für den praktischen Gebrauch nutzbar gemacht.

Im sechsten Abschnitt geht der Verfasser nach den theoretischen Erläuterungen der Wärmestrahlung und Leitung sowie der Definition der hierbei zur Anwendung kommenden Coëfficienten ein auf die genaue Untersuchung des Wärmedurchganges durch alle derartige Medien, wie sie im Hochbau zur Bildung von Wänden, Decken, Fufsböden u. s. w. Verwendung finden; mit grofser Gründlichkeit sind hierbei die verschiedenen begleitenden Umstände, wie: Windstille, Windanfall, Durchfeuchtung der Wände, Permeabilität derselben u. s. w., in Betracht gezogen

und tabellarisch verwerthet. Es mufs dabei bemerkt werden, dafs die seitens des preufsischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten durch Circularerlafs vom 7. Mai v. J. vorgeschriebenen Coëfficienten, die den ungünstigsten Fall des Windanfalls bei durchfeuchteten Wänden voraussetzen, im Allgemeinen etwas höher bemessen sind, als der Verfasser durch Berechnungen feststellt. — Hieran schliefst sich die sehr ausführliche Berechnung des Wärmeverlustes eines durch Pläne veranschaulichten vierstöckigen Schulhauses, bei welchem alle nur möglichen Fälle einer eingehenden Erörterung unterzogen sind. Es mag dabei bemerkt werden, dafs die vom Verfasser aufgestellte Transmissionstabelle nicht besonders vortheilhaft und übersichtlich erscheint und bezüglich der Zweckmäfsigkeit wohl den für die preufsische Bauverwaltung jetzt vorgeschriebenen Tabellen, in denen die einzelnen Räume nacheinander mit ihren sämmtlichen verschiedenartigen Abkühlungsflächen zur Berechnung gelangen, nachstehen dürfte.

In dem folgenden, über natürliche und künstliche Lüftung handelnden Abschnitt wird die Erneuerung des Luftinhalts eines Raumes durch Permeabilität der Wände einerseits und die zur Verschlechterung der Luft andrerseits beitragenden Umstände, wie: Anwesenheit von Menschen, Beleuchtungskörpern etc., des Näheren erörtert und auch auf die, auf denselben Ursachen beruhende Feuchtigkeits- und Wärmezunahme hingewiesen. Bei Besprechung der Luftverunreinigungen wäre es erwünscht gewesen, eine Beschreibung der zur Prüfung und Messung des Kohlensäuregehaltes dienenden Apparate, z. B. des Wolpert'schen Luftprüfers, zu finden. Es gilt dies gleichfalls von den Apparaten zur Messung von Luftgeschwindigkeiten, bei denen sich der Verfasser lediglich auf die mathematische Begründung der Bewegung des Flügelrades beschränkt, während eine Beschreibung und Gebrauchsanweisung der verschiedenen Arten von Anemometern wohl am Platze gewesen wäre.

Die verschiedenen Arten der natürlichen und künstlichen Entlüftung, auf Temperaturdifferenzen bezw. der Wirkung treibender oder saugender Apparate beruhend, sowie die Erörterungen über künstliche Luftbefeuchtung, Trocknung und Reinigung durch Filtriren und Waschen sind im Ganzen erschöpfend behandelt.

In den folgenden Abschnitten geht nunmehr der Verfasser auf die Beschreibung der verschiedenen Arten von Heizungen über. Nachdem die Einzel-Heizung durch Oefen und Kamine und die Canalheizung, diese mit besonderem Bezug auf Kirchenheizung abgehandelt ist, ohne wesentlich Neues zu bieten, wird ein besonders umfangreicher Abschnitt des Buches der Luftheizung gewidmet, auf deren Gebiete dem Verfasser bei zahlreichen Ausführungen in Wiener Schulgebäuden u. s. w. Gelegenheit geboten war, umfassende Erfahrungen zu sammeln. Trotzdem dürfte man sich mit manchen Einzelheiten der vorgeführten Heizapparate nicht wohl einverstanden erklären können, da sowohl eine zweckmäfsige Ausfütterung der ersten Feuerzüge mit Chamotte, als auch die Möglichkeit der Reinigung der Feuerzüge aufserhalb der Heizkammer nicht vollkommen Berücksichtigung gefunden haben; es dürften daraus mancherlei Unzuträglichkeiten erwachsen, falls nicht den Apparaten die sorgfältigste Bedienung zu Theil wird. Bei dem ausführlich beschriebenen und durch zahlreiche Abbildungen veranschaulichten Luftheizapparat des Verfassers, der im Wesentlichen aus einem System verticaler Feuerrohre besteht und von einer Vorwärmkammer umgeben ist, erregt die Anordnung des Rauch abführenden Rohres, welches auf eine längere Strecke mit mehreren Windungen durch den Frischluftcanal geleitet ist, einiges Bedenken, da hierbei sowohl die Kraft des Zuges, zumal beim Anheizen, leiden dürfte, als auch die Reinhaltung des Frischluftcanales wegen der in ihm vorzunehmenden Reinigung des Rauchrohres in Frage gestellt wird. Es ist auffallend, dafs der sonstigen neueren Apparate, die der Hauptsache nach aus einem horizontalen Rippenrohrsystem bestehen und bei denen ein Betreten der Heizkammer oder der Luftcanäle behufs Reinigung der Züge u. s. w. grundsätzlich vermieden wird, nicht Erwähnung geschieht. Was die von dem Verfasser für zulässig erklärten Temperaturen angeht, so dürfte die Annahme eines Wärmegrades von 80° für die Luft in der Kammer bezw. die Ausströmung nach den Zimmern wohl auf Widerspruch stofsen, da eine derartige Erwärmung der Luft über dasjenige Maafs weit hinausgeht, bei dem die Luftheizung in sanitärer Beziehung noch vortheilhaft bleibt.

Die Heifswasserheizung ist sehr anschaulich und gut behandelt. Zu Bedenken giebt nur die Annahme einer Temperatur im Steigerohre bis zu 150° Anlafs; im Allgemeinen werden die Heizungen auskömmlich genug bemessen, um eine Anstrengung über 120° zu vermeiden. — Aufserdem dürfte bei Berechnung der Expansionsrohre deren Gröfse doch wohl dahin bestimmt werden müssen, dafs die Spannung der während der Heizung comprimirten Luftsäule gleich dem der Temperatur entsprechenden Dampfdrucke wird.

Bei dem Abschnitt über die Warmwasserheizung hätte es sich empfohlen, den Fall einer Einsattelung in horizontalen Leitungen, welcher einer besonderen Betrachtung unterzogen ist, mit besonderem Nachdruck als unzulässig zu bezeichnen, da es für die geregelte Circulation und Vermeidung von Schwierigkeiten beim Anheizen durchaus erforderlich erscheint, von der stetig steigenden bezw. fallenden Tendenz bis bezw. vom Expansionsgefäfs nirgend abzugehen. Der sehr ausführlichen und gründlichen Berechnung eines ganzen Systems hätte wohl besser diejenige Anordnung zu Grunde gelegt werden können, bei der zunächst ein Steigerohr das gesammte erwärmte Wasser in ungetheiltem Strom nach dem höchsten Punkt befördert, von wo aus alsdann die Vertheilung in umgekehrter Richtung erfolgt, statt der gewählten Anlage, bei welcher eine Theilung entsprechend den verschiedenen Heizgruppen durch mehrfache vom Keller aufsteigende Steigerohre vorgenommen ist.

Die Abhandlung über die Dampfheizung giebt unter Vorführung einer Reihe ausgeführter guter Beispiele ein sehr anschauliches Bild von dem derzeitigen Stande der Technik; allenfalls wäre noch bei der Beschreibung der Kesselarmaturen ein näheres Eingehen auf die in neuerer Zeit vielfach zur Anwendung gelangten Sicherheitsvorkehrungen erwünscht gewesen, bei denen sowohl das Sinken unter den niedrigsten Wasserstand, als auch der sog. Siedeverzug durch Signale selbstthätig angezeigt wird.

Der Wassergasheizung, welche im Vergleich mit den übrigen fest begründeten und zu einer hohen Entwickelung gebrachten Centralheizungen zunächst noch einen mehr wissenschaftlichen als praktischen Werth besitzt, welche aber vielleicht in ihrer weiteren Entwickelung noch zu einer wichtigen Rolle berufen sein dürfte, ist ein kurzes Schlufscapitel gewidmet.